

Trabajo Fin de Máster.

Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

**Estudio de la erosión local en pilas de puentes.  
Aplicación al puente de la N-II Río Tordera.**

Autor: Isabel Muñoz Lozano

Tutor: María del Carmen Molina González

**Dpto. de Ingeniería Aeroespacial y Mecánica de Fluidos  
Escuela Técnica Superior de Ingeniería  
Universidad de Sevilla**

Sevilla, 2018







Trabajo Fin de Máster.  
Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

# **Estudio de la erosión local en pilas de puentes. Aplicación al puente de la N-II Río Tordera.**

Autor:  
Isabel Muñoz Lozano

Tutor:  
María del Carmen Molina González  
Profesora asociada

Dpto. de Ingeniería Aeroespacial y Mecánica de Fluidos  
Escuela Técnica Superior de Ingeniería  
Universidad de Sevilla  
Sevilla, 2018



Trabajo Fin de Máster: Estudio de la erosión local en pilas de puentes. Aplicación al puente de la N-II Río Tordera.

Autor: Isabel Muñoz Lozano

Tutor: María del Carmen Molina González

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2018

El Secretario del Tribunal



# Resumen

---

En el presente Trabajo Fin de Máster, se realiza un estudio sobre la erosión local que tiene lugar en los lechos de los ríos debido a la presencia de estructuras, como las pilas de los puentes, debido a la importancia que puede llegar a tener las consecuencias derivadas de dicho fenómeno (deterioro continuo de la cimentación del puente, fallo o colapso de la estructura).

Para ello, en primer lugar, se realizará un estudio teórico de la erosión fluvial, analizándose el transporte de sedimentos (equilibrio del lecho fluvial, inicio del movimiento, clasificación del transporte, formas de fondo, cuantificación del transporte, etc.) y la erosión fluvial (tanto general como local), centrándonos en la erosión local en pilas de puentes (proceso de erosión, influencia de la erosión general, factores que afectan a esta erosión), realizándose una comparativa teórica entre las distintas metodologías existentes para el cálculo de dicha erosión.

Con el fin de analizar de forma práctica las metodologías de cálculo, se elegirá un caso real (el puente de la N-II sobre el Río Tordera) y se estimará la erosión local en las pilas mediante la aplicación de fórmulas empíricas y mediante la realización de un modelo de simulación.



<b>Resumen</b>	<b>7</b>
<b>Índice</b>	<b>9</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>11</b>
<b>1 Objetivos</b>	<b>16</b>
<b>2 Transporte de sedimentos</b>	<b>21</b>
2.1. <i>Propiedades de los sedimentos</i>	21
2.1.1 Propiedades de las partículas de forma aislada	22
2.1.2 Propiedades de las partículas como conjunto	24
2.1.3 Suelos cohesivos	24
2.2. <i>Equilibrio del fondo</i>	24
2.3. <i>Inicio del movimiento</i>	25
2.4. <i>Clasificación del transporte</i>	28
2.5. <i>Formas de fondo</i>	29
2.6. <i>Cuantificación del transporte</i>	30
2.7. <i>Ríos de arena y ríos de grava</i>	31
<b>3 Erosión Fluvial</b>	<b>33</b>
3.1 <i>Introducción</i>	33
3.2 <i>Erosión general</i>	34
3.2.1 Estimación de la erosión general	35
3.3 <i>Erosión local</i>	37
3.3.1 Erosión en curvas	37
3.3.2 Erosión en confluencias	38
3.3.3 Erosión por contracción	39
3.3.4 Erosión en puentes	40
<b>4 Erosión local en pilas de puentes</b>	<b>44</b>
4.1 <i>Conceptos previos</i>	44
4.1.1 Foso de socavación	44
4.1.2 Capa límite	45
4.1.3 Sistema de vórtices	46
4.2 <i>Descripción del proceso</i>	47
4.3 <i>Influencia de la erosión general</i>	48
4.4 <i>Factores que afectan a la erosión local en pilas de puentes</i>	50
4.5 <i>Cálculo de la erosión local en pilas</i>	52
4.5.1 Formulaciones empíricas	52
4.5.2 Modelos hidráulicos unidimensionales: HEC-RAS	62
4.5.3 Modelos hidráulicos bidimensionales	64
4.5.4 Modelos hidráulicos tridimensionales	64
4.5.5 Modelos físicos: Ensayos de laboratorio	65
4.5.6 Comparativa entre las diferentes metodologías	67

<b>5</b>	<b>Puente de Tordera</b>	<b>71</b>
5.1	<i>Puente de la N-II</i>	71
5.2	<i>Características de la zona de estudio: Río Tordera</i>	72
5.2.1	Geología	73
5.2.2	Pluviometría	74
5.2.3	Hidrología	75
5.2.4	Usos del suelo	76
5.2.5	Granulometría	77
5.2.6	Transporte de sedimentos	78
<b>6</b>	<b>Estudio propio de la erosión local</b>	<b>80</b>
6.1	<i>Modelo hidráulico unidimensional</i>	80
6.2	<i>Caracterización del puente de la N-II sobre el Río Tordera</i>	83
6.3	<i>Aplicación de las formulaciones empíricas analizadas</i>	84
6.4	<i>Cálculo de la erosión local en Hec-Ras</i>	89
6.5	<i>Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Tordera</i>	90
6.6	<i>Resultados y conclusiones</i>	91
<b>7</b>	<b>Protección frente a la erosión local</b>	<b>92</b>
7.1	<i>Tipologías de protecciones frente a la erosión local</i>	92
7.1.1	Profundidad de cimentación suficiente	92
7.1.2	Manto de escollera	92
7.1.3	Revestimiento del lecho con bloques	93
7.1.4	Anillos concéntricos	94
7.1.5	Pilas auxiliares	94
7.1.6	Pantallas ubicadas aguas arriba de las pilas	94
7.1.7	Diques-guías	95
7.2	<i>Propuestas de protección para el Puente de la N-II</i>	95
<b>8</b>	<b>Conclusiones</b>	<b>98</b>
<b>9</b>	<b>Bibliografía</b>	<b>100</b>
	<b>Anejo 1: Modelo Unidimensional del Río Tordera mediante Hec-Ras</b>	<b>104</b>
	<b>Anexo: Resultados de Hec-Ras</b>	<b>123</b>
	<b>Planos</b>	<b>156</b>



# Índice de Figuras

---

<i>Figura 1-1. Estudio de fallo o rotura de puentes.</i>	17
<i>Figura 1-2. Puente sobre el Arroyo Leyes</i>	17
<i>Figura 1-3. Puente de Esparraguera</i>	18
<i>Figura 1-4. Puente Hintze Ribeiro</i>	18
<i>Figura 1-5. Puente de Alora</i>	19
<i>Figura 1-6. Puente de la A-7.</i>	19
<i>Figura 1-7. Puente de la ruta 305 sobre el río Sala.</i>	19
<i>Figuras 1-8. Caída del puente de ferrocarril entre Sevilla y Málaga, en el t.m. de Aguadulce.</i>	20
<i>Figura 2-1. Vista satélite de la desembocadura del Guadalquivir tras tormentas de 2018.</i>	21
<i>Figura 2-2. Medidas para el Factor de Corey</i>	22
<i>Figura 2-3. Velocidad de sedimentación. Fuerzas actuantes</i>	23
<i>Figura 2-4. Curva granulométrica tipo.</i>	24
<i>Figura 2-5. Balanza de Lané.</i>	25
<i>Figura 2-6. Esquema de fuerzas actuantes en un cauce</i>	26
<i>Figura 2-7. Diagrama de Shields.</i>	27
<i>Figura 2-8. Acorazamiento.</i>	27
<i>Figura 2-9. Esquema clasificación de transporte fluvial.</i>	28
<i>Figura 2-10. Esquema formas de fondo: a) rizos, b) dunas, c) antidunas, d) rápidos y pozos.</i>	30
<i>Figura 2-11. Diagrama de Shields con formas de fondo.</i>	30
<i>Figura 2-12. Transporte de sólidos: disponibilidad y capacidad.</i>	31
<i>Figura 2-13. Curvas granulométricas adimensionales y funciones de densidad.</i>	31
<i>Figura 3-1. Erosión general y local.</i>	33
<i>Figura 3-2. Efecto de la extracción de áridos en un río (escala vertical exagerada).</i>	34
<i>Figura 3-3. Segmentación de la sección de un cauce.</i>	35
<i>Figura 3-4. Geometría de la sección transversal de un cauce aluvial.</i>	36
<i>Figura 3-5. Parámetros empleados en las ecuaciones de uso más extendido para el cálculo de la erosión general.</i>	36
<i>Figura 3-6. Comparación de las distintas fórmulas para calcular <math>h_s</math> para <math>d = 0.3 \text{ mm}</math></i>	37
<i>Figura 3-7. Izquierda: Movimiento principal y secundario en una curva. Derecha: isovelas en el centro de un meandro.</i>	38
<i>Figura 3-8. Confluencia de los Ríos Arga y Aragón, en Funes.</i>	38
<i>Figura 3-9. Izquierda: Esquema de la contracción de un cauce. Derecha: Flujo estacionario a lo largo de una contracción.</i>	39
<i>Figura 3-10. Influencia de los residuos en la formación de huecos de socavación.</i>	40
<i>Figura 3-11. Alineación de pilas y estribos en relación con el flujo de agua.</i>	41

<i>Figuras 3-12. Izquierda: Esquema longitudinal del flujo alrededor de la pila de un puente. Derecha: Fallo típico de una pila de puente por erosión local.</i>	41
<i>Figuras 3-13. Izquierda: Vista en planta de la erosión local en un estribo. Derecha: Esquema del flujo en un estribo.</i>	42
<i>Figura 3-14. Flujo originado en un estribo de gran longitud.</i>	42
<i>Figuras 3-15. Posiciones del estribo respecto al cauce. A) Cerca del límite del cauce de avenidas; B) Cerca del límite del cauce principal; C) Dentro del cauce principal</i>	43
<i>Figura 4-1. Erosión fluvial en un puente.</i>	44
<i>Figuras 4-2. Izquierda: Vista transversal de erosión local alrededor de un obstáculo. Derecha: Forma de fosos de erosión.</i>	45
<i>Figuras 4-3. Izquierda: Configuración del flujo sobre una esfera. Derecha: Esquema comportamiento de una estela.</i>	45
<i>Figura 4-4. Variación de la estela producida en función del n° de Reynolds y el coeficiente de arrastre.</i>	45
<i>Figura 4-5. Esquema de los vórtices de herradura generados alrededor de una pila.</i>	46
<i>Figura 4-6. Esquema vórtices de estela generados en una pila.</i>	46
<i>Figura 4-7. Croquis del inicio de erosión local en pilas. Flujo descendente y generación de vórtice de herradura.</i>	47
<i>Figura 4-8. Croquis de erosión local en pilas. Crecimiento del foso de socavación.</i>	47
<i>Figura 4-9. Croquis forma del foso de socavación aguas arriba de la pila.</i>	48
<i>Figura 4-10. Croquis sección transversal foso socavación generado alrededor de la pila.</i>	48
<i>Figura 4-11. Erosión local en aguas claras. Comportamiento en el tiempo.</i>	48
<i>Figura 4-12. Erosión local en lecho móvil. Comportamiento en el tiempo.</i>	49
<i>Figura 4-13. Profundidad de erosión en función de la velocidad del flujo</i>	49
<i>Figura 4-14. Croquis evolución de erosión local en pilas de puentes.</i>	49
<i>Figura 4-15. Evolución de la erosión local según el tiempo y la velocidad del flujo.</i>	50
<i>Figura 4-16. Influencia del calado en la socavación.</i>	50
<i>Figura 4-17. Croquis definición del ángulo de ataque del flujo.</i>	50
<i>Figura 4-18. Patrones de socavación según la forma de la pila.</i>	51
<i>Figura 4-19. Croquis parámetros que intervienen en la erosión local en pilas.</i>	53
<i>Figura 4-20. Coeficiente <math>K_f</math></i>	53
<i>Figura 4-21. Coeficiente <math>K_g</math></i>	54
<i>Figura 4-22. Coeficiente <math>K_\phi</math></i>	54
<i>Figura 4-23. Coeficiente <math>K_f</math></i>	55
<i>Figura 4-24. Coeficiente <math>K_\phi</math></i>	55
<i>Figura 4-25. Coeficiente <math>K_f</math></i>	56
<i>Figura 4-26. Coeficiente de corrección <math>e</math>.</i>	57
<i>Figura 4-27. Diámetros equivalentes para fondos cohesivos.</i>	57
<i>Figura 4-28. Coeficiente <math>K_s</math>.</i>	58
<i>Figura 4-29. Coeficiente <math>K_f</math>.</i>	59
<i>Figura 4-30. Superior: Coeficiente <math>K_f</math>. Inferior: formas de pilas más empleadas método.</i>	60

<i>Figura 4-31. Coeficiente <math>K\phi</math>.</i>	60
<i>Figura 4-32. Coeficiente <math>K_c</math>.</i>	60
<i>Figura 4-33. Coeficiente <math>K_a</math>.</i>	60
<i>Figura 4-34. Coeficiente <math>K_s</math>.</i>	61
<i>Figura 4-35. Coeficiente <math>K\theta</math>.</i>	62
<i>Figura 4-36. Función “Scour at Bridges” de Hec-Ras.</i>	63
<i>Figura 4-37. Gráfico obtenido tras el cálculo de la erosión en puentes.</i>	64
<i>Figuras 4-38. Estudio de erosión en pilas mediante CCHE3D.</i>	65
<i>Figura 4-39. Izquierda: Canal hidráulico para ensayos en laboratorio. Derecha: montaje del modelo para ensayo de erosión local en pilas de puentes</i>	66
<i>Figuras 4-40. Izquierda: Sonda para medición. Derecha: Foso de socavación.</i>	66
<i>Figuras 5-1. Puente de la carretera N-II sobre el Río Tordera.</i>	71
<i>Figuras 5-2. Muestras de la erosión local en las pilas del puente de la N-II.</i>	72
<i>Figuras 5-3. Localización de la cuenca del Río Tordera.</i>	73
<i>Figura 5-4. Principales afluentes del Río Tordera.</i>	73
<i>Figura 5-5. Mapa geológico de la cuenca del Río Tordera.</i>	74
<i>Figura 5-6. Aportaciones de la cuenca del Río Tordera.</i>	74
<i>Figura 5-7. Esquema de aportación de subcuencas del Río Tordera.</i>	75
<i>Figura 5-8. Pluviómetros empleados de la cuenca del Río Tordera.</i>	75
<i>Figura 5-9. Caudales de las subcuencas del Río Tordera para distintos periodos de retorno.</i>	76
<i>Figura 5-10. Usos del suelo de la cuenca del Río Tordera.</i>	77
<i>Figura 5-11. Parámetros granulométricos.</i>	78
<i>Figura 5-12. Tramos de estudio del Río Tordera.</i>	78
<i>Figuras 5-13. Tasa de erosión o sedimentación de los tramos de estudio.</i>	79
<i>Figura 5-14. Estado morfodinámico de los tramos estudiados.</i>	79
<i>Figura 6-1. Modelo hidráulico creado (vista sobre ortofoto).</i>	81
<i>Figura 6-2. Sección transversal del puente de la N-II introducida en el modelo de Hec-Ras creado.</i>	81
<i>Figura 6-3. Calados y velocidades de las secciones analizadas en Hec-Ras.</i>	82
<i>Figura 6-4. Comparativa entre las manchas de inundación.</i>	82
<i>Figura 6-5. Croquis del puente de la N-II.</i>	83
<i>Figura 6-6. Pilas del puente de la N-II.</i>	83
<i>Figura 6-7. Croquis del puente de la N-II.</i>	84
<i>Figura 6-8. Estribo del puente de la N-II.</i>	84
<i>Figura 6-9. Datos hidráulicos, granulométricos y geométricos para el cálculo de la erosión.</i>	84
<i>Figura 6-10. Resultados obtenidos del cálculo de erosión mediante la aplicación de formulas empíricas.</i>	88
<i>Figura 6-11. Representación de la erosión producida en el Río Tordera por las pilas del puente de la N-II.</i>	90
<i>Figura 6-12. Resultados obtenidos del modelo creado en Hec-Ras para la erosión local en el puente de la N-II.</i>	90

<i>Figura 6-13. Comparativa entre los resultados obtenidos en las distintas metodologías empleadas.</i>	91
<i>Figura 7-1. Profundidad de cimentación de una zapata.</i>	92
<i>Figura 7-2. Protección con manto de escollera. Posicionamiento correcto e incorrecto.</i>	93
<i>Figura 7-3. Vista en planta y dimensionamiento de la protección de manto de escollera.</i>	93
<i>Figura 7-4. Revestimiento del lecho formado por varios bloques de hormigón. Puente Uchigawa, Japón.</i>	94
<i>Figura 7-5. Protección de pila mediante anillo concéntrico.</i>	94
<i>Figura 7-6. Protección mediante pilas auxiliares.</i>	94
<i>Figura 7-7. Protección mediante pantallas ubicadas aguas arriba de la pila</i>	95
<i>Figura 7-8. Protección mediante dique-guia. Vista en planta.</i>	95
<i>Figura 8-1. Contabilización de los parámetros empleados en las distintas formulaciones empíricas.</i>	98
<i>Figura 0-1. Capas creadas con el módulo Hec-GeoRas de ArcGIS.</i>	107
<i>Figura 0-2. Localización de las secciones de estudio de un puente.</i>	108
<i>Figura 0-3. Rango de coeficientes de expansión.</i>	108
<i>Figura 0-4. Perfil de un puente, indicando las distancias a las secciones de aguas arriba y aguas abajo.</i>	109
<i>Figura 0-5. Coeficientes de Manning empleados en función del uso del terreno.</i>	109
<i>Figura 0-6. Usos del suelo.</i>	110
<i>Figuras 0-7. Población de Sant Pere y sección 1219,197 del modelo de Hec-Ras.</i>	110
<i>Figura 0-8. Zonas agrícolas tras la zona de extracción de áridos y sección 503,6894 del modelo de Hec-Ras.</i>	111
<i>Figura 0-9. Polígono industrial Fibracolor.</i>	111
<i>Figura 0-10. Geometría empleada en Hec-Ras, creada e importada desde ArcGIS.</i>	112
<i>Figura 0-11. Modelo digital del terreno en las zonas agrícolas tras la zona de extracción de áridos</i>	113
<i>Figuras 0-12. Vista de la zona mediante la aplicación de Google Maps.</i>	113
<i>Figura 0-13. Secciones transversales de referencia para el puente de la N-II (aguas arriba y aguas abajo del mismo).</i>	114
<i>Figuras 0-14. Representación de las pials del puente en las secciones de referencia del puente.</i>	115
<i>Figura 0-15. Localización de los puntos T12 y T13.</i>	116
<i>Figura 0-16. Calados y velocidades de los puntos representativos de la zona de estudio.</i>	116
<i>Figura 0-17. Calados y velocidades de las secciones analizadas en Hec-Ras.</i>	116
<i>Figura 0-18. Comparativa entre las manchas de inundación.</i>	117
<i>Figura 0-19. Comparativa de manchas de inundabilidad. Secciones aguas arriba del puente.</i>	118
<i>Figura 0-20. Comparativa de manchas de inundabilidad. Zona agrícola.</i>	118
<i>Figura 0-21. Comparativa de manchas de inundabilidad. Polígono Industrial Fibracolor.</i>	118
<i>Figura 0-22. Indicación de los flujos de agua (principal y secundario) tras el puente de la N-II.</i>	119
<i>Figura 0-23. Lámina de agua (en azul) en la sección del puente de la N-II: Desbordamiento de terraplen.</i>	119
<i>Figura 0-24. Datos introducidos para el cálculo de la erosión por contracción.</i>	120
<i>Figura 0-25. Datos introducidos para el cálculo de la erosión por contracción.</i>	121
<i>Figura 0-26. Datos introducidos para el cálculo de la erosión por contracción.</i>	121

*Figura 0-27. Representación de la erosión producida en el Río Tordera por la presencia del puente de la N-II.*

122

# 1 OBJETIVOS

---

Los ríos son uno de los principales cinceladores de la superficie terrestre, pues son importantes agentes erosivos y de transporte de sedimentos, especialmente en su curso medio e inferior.

La capacidad de erosión, de transporte fluvial de los ríos y de acumulación aluvial de los ríos, dependen principalmente de la energía cinética del flujo de agua y, por tanto, de la velocidad del mismo: a mayor caudal (mayor velocidad), mayor capacidad de erosión y transporte.

A lo largo de su curso, el río tiende hacia un perfil de equilibrio, en el que el río ni erosiona ni sedimenta, por lo que la energía del flujo es la justa y necesaria para únicamente transportar la carga de materiales. Si bien esto es una idea teórica, las condiciones de equilibrio son alcanzadas de manera progresiva a través del ciclo de erosión, extendiéndose poco a poco desde aguas abajo hacia aguas arriba en fases cíclicas.

Una de las razones por las que los cauces fluviales no alcanzan su equilibrio morfológico son las constantes intervenciones humanas, tanto en el propio cauce como en su cuenca hidrográfica. Si bien no todas las actuaciones humanas son perjudiciales para el cauce (protecciones de los taludes, limpieza de cauces, etc.), destacan aquellas que producen daños en este, así como en sus cuencas (deforestación, construcción de presas, etc.).

La fuente más habitual de dichos cambios la constituyen las estructuras ubicadas en el interior del cauce (puentes, presas, etc.) que suponen un obstáculo para el flujo. Es importante destacar que, si bien las consecuencias de la instalación de estas estructuras son mucho mayores en el entorno de las mismas, estas pueden llegar a afectar incluso a bastante distancia, tanto aguas abajo como aguas arriba.

Un tipo de estructuras hidráulicas importantes son los puentes, sobre todo los que tienen una capacidad hidráulica reducida y no permiten el paso de las avenidas. La consecuencia más importante de la interacción entre el flujo y los elementos que constituyen los puentes y que, por ende, obstruyen parcialmente el paso del agua es la movilización del material del lecho situado en la base de pilas y estribos. El resultado de esta erosión es un deterioro continuo de la cimentación del puente, que puede quedar total o parcialmente expuesta y provocar, en muchos casos, el fallo o colapso de la estructura.

Según el estudio realizado en 1976 por Smith, D.W. ("*Bridge failures*". Proceedings Institution of Civil Engineers), sobre los fallos o rotura de 143 puentes diferentes a lo largo de todo el mundo, las principales causas de los mismos son:

- 1 fallo debido a la corrosión,
- 4 a la fatiga,
- 4 al viento,
- 5 a un diseño estructural inadecuado,
- 11 a terremotos,
- 12 a un procedimiento inadecuado de construcción,
- 14 fallos fueron por sobrecarga impacto de embarcaciones,
- 22 por materiales defectuosos y
- 70 fallos fueron causados por crecidas (de los cuales 66 fueron debidos a la socavación, 46% del total).

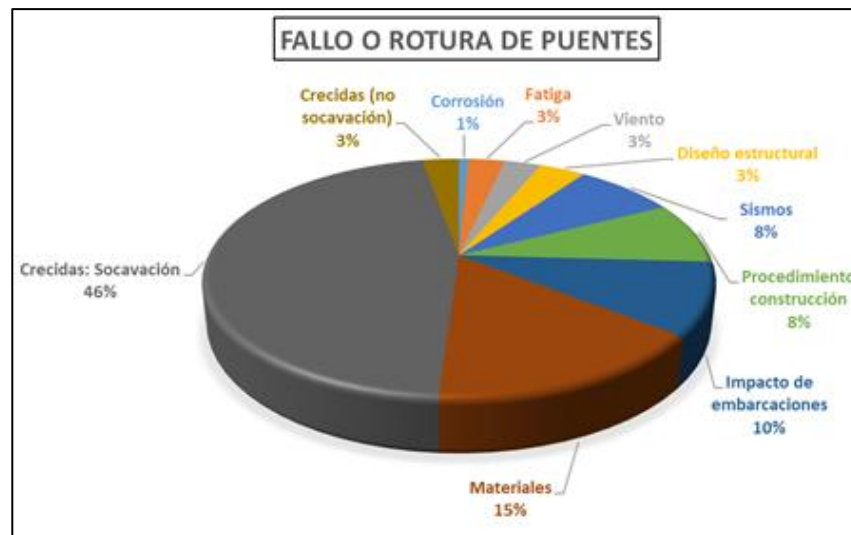


Figura 1-1. Estudio de fallo o rotura de puentes.<sup>1</sup>

Por tanto, casi la mitad de los fallos producidos en los puentes son debidos a la socavación. A juzgar por los cosas analizados y por la bibliografía disponible, la erosión local, causante de tan alto número de fallos de puentes, no es correctamente evaluada, ya sea por un desconocimiento del fenómeno físico o por una falta de atención al mismo en las fases de proyecto y ejecución.

Algunos casos de fallos en puentes producidos por las crecidas de arroyos o ríos son los siguientes:

- Puente sobre Schoharie Creek, Nueva York (Estados Unidos, abril 1987): Corresponde a un puente de 155 metros de longitud total. El colapso de este puente se debió al proceso de socavación en las pilas, el cual comenzó al poco de construirse.
- Puente sobre el Arroyo Leyes (Santa Fe, 1998): El fenómeno de “El Niño” provocó una crecida del Arroyo Leyes, provocando la caída de un tramo de 23 m de la cabecera sur y derribando el pórtico debilitado por la erosión.



Figura 1-2. Puente sobre el Arroyo Leyes<sup>2</sup>

- Puente de la N-II en el municipio de Esparraguera, Cataluña (España 10 de junio de 2000): Debido a la gran avenida en la Riera de la Magarola. El accidente se cobró dos víctimas mortales.

<sup>1</sup> Fuente: Elaboración propia.

<sup>2</sup> Fuente: PUENTE CARRETERO SOBRE EL ARROYO LEYES: 69 AÑOS DE SERVICIO E HISTORIA, 2do. Congreso Iberoamericano y X Jornada “Técnicas de Restauración y Conservación del Patrimonio”



*Figura 1-3. Puente de Esparraguera<sup>3</sup>*

- Puente Hintze Ribeiro, sobre el Duero, a unos 40 km de Oporto (Portugal, marzo 2001): Caida del puente producida por el mal estado de una estructura ya centenaria (hecho denunciado por los vecinos de la zona), la extracción ilegal de arenas del lecho del río Duero por dragas flotantes en las cercanías del puente, y la excepcional crecida del río durante los días previos del mes de marzo de 2001. El accidente se cobró la muerte de 70 personas, incluidas las de un autobús y tres automóviles que estaban tratando de llegar al otro lado del río.



*Figura 1-4. Puente Hintze Ribeiro<sup>4</sup>*

- Viaducto Lee Roy Selmon, Tampa Bay (Florida, Estados Unidos, 2004): Puente colapsado parcialmente durante la fase de construcción, sin heridos ni muertos. Las causas se debieron al desarrollo de un agujero bajo la pila.
- Viaducto sobre el estuario Broadmeadow (Irlanda, 2009): Puente de ferrocarril colapsado parcialmente al caer 20 metros de sección del viaducto. La causa del colapso se debió a una socavación y erosión del fondo marino.
- Puente de Alora, sobre el río Guadalhorce (España, septiembre 2012): Puente de hierro caído por la crecida del río Guadalhorce, dejando aisaladas las barriadas de La Estación y El Puente.

<sup>3</sup> Fuente: Diario digital ABC. [http://www.abc.es/hemeroteca/historico-24-03-2006/abc/Catalunya/denuncian-deficiencias-en-el-proyecto-del-siniestrado-puente-de-esparaguera\\_142863662142.html](http://www.abc.es/hemeroteca/historico-24-03-2006/abc/Catalunya/denuncian-deficiencias-en-el-proyecto-del-siniestrado-puente-de-esparaguera_142863662142.html)

<sup>4</sup> Fuente: Diario digital El País. [https://elpais.com/diario/2001/03/06/internacional/983833201\\_850215.html](https://elpais.com/diario/2001/03/06/internacional/983833201_850215.html)





*Figura 1-5. Puente de Alora<sup>5</sup>*

- Puente de la A-7 (Murcia, España, septiembre 2012): Puente que une Lorca y Puerto Lumbreras, ubicado sobre la Rambla de Béjar. Debido a las fuertes tormentas, los pilares del puente, ubicados sobre la rambla, se vencieron, provocando el socavón que puede apreciarse en la figura 1-6.



*Figura 1-6. Puente de la A-7.<sup>6</sup>*

- Puente sobre el río Sala, ruta 305 (Tucumán, Argentina, octubre 2018): Puente que une El Sunchal con Villa Padre Monti y Río Nio, derrumbado por las fuertes crecidas que venían sufriendo en las últimas semanas los ríos de la zona de Tucumán.



*Figura 1-7. Puente de la ruta 305 sobre el río Sala.<sup>7</sup>*

<sup>5</sup> Fuente: Diario digital El Economista. <http://ecodiario.eleconomista.es/sociedad/cronicas/3308/09/12/Siga-en-directo-los-efectos-de-las-lluvias-torrenciales-de-este-viernes-en-la-Pennsula.html>

<sup>6</sup> Fuente: Diario digital El País. [https://elpais.com/politica/2012/09/28/actualidad/1348844992\\_013897.html](https://elpais.com/politica/2012/09/28/actualidad/1348844992_013897.html)

<sup>7</sup> Fuente: Revista digital El Federal. <http://www.elfederal.com.ar/inundaciones-el-agua-rompio-un-puente-en-tucuman/>

- Puente de ferrocarril que une Sevilla y Málaga (Aguadulce, Sevilla, octubre 2018): Las intensas lluvias de finales de octubre de 2018, en las que se llegaron a registrar precipitaciones de  $200 \text{ L/m}^2$  durante 2 horas, produjo la crecida Río Blanco de más de 12 m. Como consecuencia de tal subida del nivel del río, se produjeron inundaciones en los núcleos de Aguadulce y El Rubio, así como la caída del puente de hierro por el que circula el ferrocarril entre Sevilla y Málaga.



*Figuras 1-8. Caída del puente de ferrocarril entre Sevilla y Málaga, en el t.m. de Aguadulce.<sup>8</sup>*

Por consiguiente, podemos concluir que un buen conocimiento de estos aspectos hará que el puente sea más seguro y barato. Así, cada vez más, se ha ido profundizando en el estudio de la erosión local en pilas y estribos de puentes, con un doble objetivo: (i) establecer formulaciones que proporcionen una estimación de las profundidades máximas de socavación que pueden producirse, tras el paso de avenidas asociadas a diferentes periodos de retorno; (ii) determinar la extensión máxima de las fosas de socavación producidas, con el fin de poder diseñar las protecciones más adecuadas para la estructura y el cauce.

Actualmente, la protección contra la erosión local o socavación más empleada es la colocación de capas de un material más resistente que el lecho del cauce (generalmente escollera). Pese a que con este tipo de protecciones es posible eliminar la erosión local en la zona resguardada, presenta el gran inconveniente de que, si la extensión de la zona protegida hacia aguas abajo no es la suficiente, pueden trasladar el problema de erosión en dicha dirección.

Debido a la importancia que puede llegar a tener las consecuencias derivadas de la erosión local en los puentes, el objetivo del presente Trabajo de Fin de Máster es el estudio, y posterior simulación, de la erosión fluvial en estas estructuras.

Para ello, en primer lugar, se realizará un estudio teórico de la erosión fluvial, analizándose el transporte de sedimentos (equilibrio del lecho fluvial, inicio del movimiento, clasificación del transporte, formas de fondo, cuantificación del transporte, etc.) y la erosión fluvial (tanto general como local), centrándonos en la erosión local en pilas de puentes (proceso de erosión, influencia de la erosión general, factores que afectan a esta erosión) y realizándose una comparativa teórica entre las distintas metodologías existentes para el cálculo de dicha erosión.

Para analizar de forma práctica las metodologías de cálculo, se elegirá un caso real (puente de la N-II sobre el Río Tordera) y se estimará la erosión local en las pilas mediante la aplicación de fórmulas empíricas y mediante la realización de un modelo de simulación.

<sup>8</sup> Fuentes: IZQUEIRDA – Cadena Ser: [http://cadenaser.com/emisora/2018/10/22/album/1540203896\\_282972.html#1540203896\\_282972\\_1540207584](http://cadenaser.com/emisora/2018/10/22/album/1540203896_282972.html#1540203896_282972_1540207584)  
DERECHA – Diario digital El Correo <http://elcorreoweb.es/provincia/abre-al-traffic-el-puente-romano-de-aguadulce-FA45524>

## 2 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

---

El transporte de sedimentos que tiene lugar en los ríos es un proceso continuo de la naturaleza, lo cual queda reflejado en la migración de los ríos, los cambios de contorno de la costa, etc.

El material transportado procede del fondo y las orillas del propio cauce (pudiendo ser fino o grueso), así como de la propia cuenca hidrográfica (que suele ser muy fino), en especial de la zona más cercana al río, desde donde se desplaza gran cantidad de material en caso de avenidas.



*Figura 2-1. Vista satélite de la desembocadura del Guadalquivir tras tormentas de 2018.<sup>9</sup>*

Las partículas entran en movimiento tan pronto como el esfuerzo cortante aplicado en el material del fondo exceda al esfuerzo cortante crítico o de inicio de movimiento. Las partículas gruesas tienen un movimiento en forma individual mientras que los finos tienen un movimiento en grupos.

Generalmente las partículas de limo y arcilla entran en suspensión, y las partículas de arena y grava ruedan y se deslizan en una capa delgada cerca del fondo llamada capa de fondo. Se estima que, del total de sedimentos transportados a los mares y océanos por los grandes ríos que desembocan en ellos, del orden del 80 al 90% corresponden a arena fina en suspensión y entre el 10 y el 20% a arena gruesa transportada en el fondo.

### 2.1. Propiedades de los sedimentos

Al estudiar el transporte de sedimentos de los cursos fluviales es necesario analizar las propiedades de los materiales que conforman el contorno de los mismos, los cuales pueden estar formados por rocas o por elementos granulares (arenas, arcillas, limos, etc.).

Los sedimentos pueden estudiarse de forma aislada (partículas individuales) o como un conjunto.

---

<sup>9</sup> Fuente: Twitter <https://twitter.com/juantnavarro/status/983399093803405313>



### 2.1.1 Propiedades de las partículas de forma aislada

Dentro de las propiedades de las partículas, destacan:

- **DENSIDAD O PESO ESPECÍFICO:** Los materiales del cauce proceden de la fragmentación y descomposición de rocas naturales. Los materiales menos estables suelen disgregarse con mayor rapidez, por lo que se transportan con mayor facilidad. Así la mayor variabilidad de materiales se encuentra en los sedimentos de menos tamaño, mientras que los mayores suelen tener la misma composición que la roca natural.

En general, dado que los sedimentos suelen estar formados por cuarzos y feldespatos, suelen tener un peso específico de  $2,65 \text{ t/m}^3$ . Sin embargo, cuando el río transporta partículas en suspensión, varía su peso específico.

- **TAMAÑO DE LA PARTICULA:** Debido a que el peso específico suele considerarse constante ( $2,65 \text{ t/m}^3$ ), el tamaño de la partícula pasa a representar el volumen de ésta. Además, dada su influencia en la velocidad de sedimentación de las partículas y en la rugosidad del cauce, esta propiedad es una de las características más importantes para el transporte de sólidos.

El tamaño de las partículas puede definirse empleando uno de los siguientes valores:

- **Diámetro nominal:** diámetro de una esfera con igual volumen que la partícula. Concepto empleado para tamaños grandes (superiores a la arena).
- **Diámetro equivalente:** abertura de la malla más pequeña por la que pasa la partícula. Concepto empleado para las arenas.
- **Diámetro de sedimentación:** diámetro de una esfera del mismo material que la partícula, cuya velocidad de sedimentación sea igual. Concepto empleado para partículas pequeñas, de dimensiones inferiores a las arenas.

En general, suele emplearse el  $D_{50}$  para definir el tamaño de la partícula. El “ $D_{50}$  es el tamaño de partícula correspondiente al 50 % que pasa y representa el tamaño medio de grano”.<sup>10</sup>

Las partículas menores a  $0.004 \text{ mm}$  se denominan arcillas; entre  $0.004$  y  $0.062$ , limos; entre  $0.062$  y  $2 \text{ mm}$ , arenas; entre  $2$  y  $64 \text{ mm}$ , gravas; entre  $64$  y  $256 \text{ mm}$ , cantos o gujarros; y a partir de este tamaño, bolos o bloques.

- **FORMA DE LAS PARTÍCULAS:** La importancia de esta propiedad de las partículas recae en su influencia en la velocidad de sedimentación. Para medir esta propiedad, se emplea el factor de Corey:

$$S_p = \frac{c}{\sqrt{ab}} \leq 1$$

$$a \geq b \geq c$$

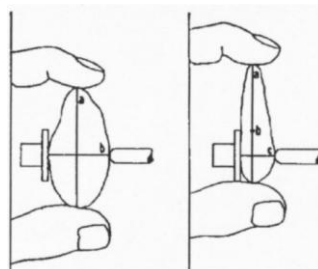


Figura 2-2. Medidas para el Factor de Corey<sup>11</sup>

<sup>10</sup> Blog ingeniero-de-caminos-com. Artículo “Granulometría de suelos”.

<sup>11</sup> Fuente: Sedimentología. Morfometría. Año 2011

Siendo  $a$  el eje mayor de la partícula que pasa por el centro de gravedad de la misma;  $b$  el eje mayor perpendicular al eje  $a$ , que pasa por el centro de gravedad de la partícula; y  $c$  el eje que forma el triedro ortogonal con  $a$  y  $b$ .

Generalmente,

$Sp < 0.6$	Materiales lajosos
$Sp = 0.6-0.8$	Valores habituales
$Sp > 0.8$	Materiales muy redondeados

- **VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN:** Parámetro más importante dentro de todas las propiedades de las partículas, ya que influye directamente en la capacidad de arrastre del río e, indirectamente, en la forma del fondo del mismo.

La velocidad de sedimentación se define como “la velocidad de caída ya estabilizada de una partícula en un fluido”<sup>12</sup>, por lo que puede determinarse planteando el equilibrio entre las fuerzas actuantes en la partícula.

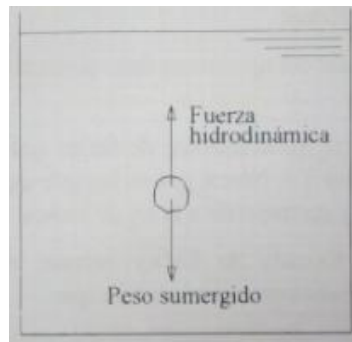


Figura 2-3. Velocidad de sedimentación. Fuerzas actuantes<sup>13</sup>

*Peso sumergido = Fuerza hidrostática*

$$(\gamma_s - \gamma_a) \cdot \frac{\pi}{6} \cdot D_s^3 = C_D \cdot \rho \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D_s^2 \cdot \frac{W^2}{2}$$

Siendo  $C_D$  un coeficiente de resistencia. Operando,

$$W = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{g(\gamma_s - \gamma_a)}{C_D \cdot \gamma_a}} \cdot D_s$$

Si el régimen es laminar, el coeficiente  $C_D$  toma el valor:

$$C_D = \frac{24}{Re} = \frac{24 \nu}{W D_s}$$

Así, la velocidad de sedimentación queda expresada a través de la conocida Ley de Stokes, la cual es válida para el movimiento laminar:

$$W = \frac{g}{18 \nu} \cdot \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a} \cdot D_s^2$$

<sup>12</sup> Fuente: Libro: “Hidráulica Fluvial. Principios y práctica”. Eduardo Martínez Marín. Bellisco, Ediciones Técnicas y Científicas. 1ª Edición 2001.

<sup>13</sup> Fuente: Libro: “Hidráulica Fluvial. Principios y práctica”. Eduardo Martínez Marín. Bellisco, Ediciones Técnicas y Científicas. 1ª Edición 2001.

La Ley de Stokes es de aplicación a las partículas que cumplan las siguientes características:

- Número de Reynolds menor a 0.1
- Partículas seudoesféricas
- Tamaño de partícula del tipo arena fina

### 2.1.2 Propiedades de las partículas como conjunto

La propiedad más importante de los sedimentos al ser estudiados como un conjunto es la granulometría, definida como la clasificación por tamaños de las partículas que forman la mezcla.

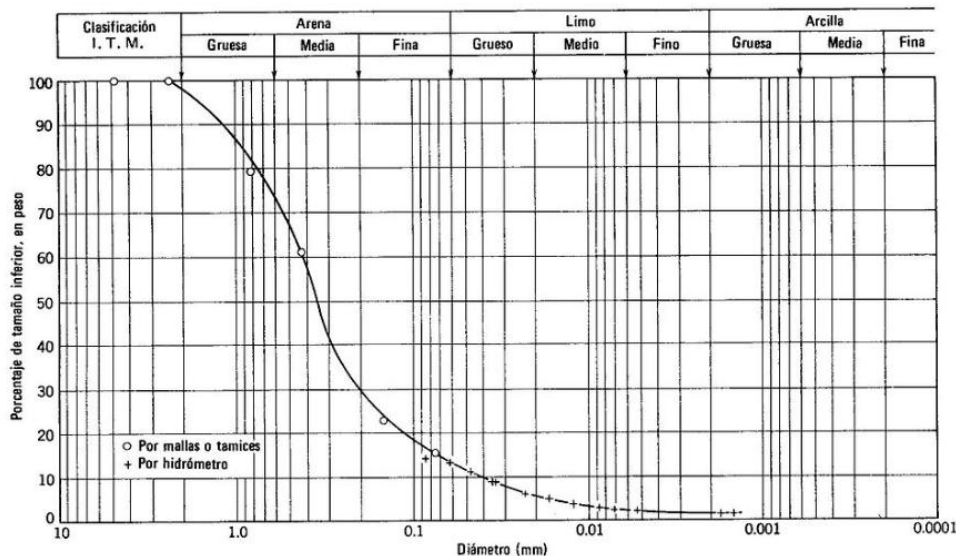


Figura 2-4. Curva granulométrica tipo.<sup>14</sup>

Los lechos granulares suelen estar formados por una mezcla de tamaños, desde materiales muy finos hasta gruesos. Si la desviación típica granulométrica es mayor a 3, se suele decir que posee una granulometría extendida, es decir, que está bien graduado. En cambio, si es menor a dicho valor, se dice que el material está mal graduado y que, por tanto, posee una granulometría uniforme.

Esta distinción entre bien y mal graduados se refleja también en el comportamiento del lecho. En los lechos bien graduados suele producirse el fenómeno de acorazamiento, el cual se definirá en el apartado 2.3 de esta memoria.

### 2.1.3 Suelos cohesivos

Además de las arenas y gravas que forman el lecho del cauce, deben tenerse en cuenta los materiales cohesivos del mismo (arcillas y limos), ya que estos aportan factores determinantes en el transporte de sedimentos como son la cohesión y la fuerza de unión entre las partículas, de origen químico-eléctrico.

## 2.2. Equilibrio del fondo

Puede decirse que el fondo de un río está en equilibrio, en presencia de transporte de sedimentos, cuando no sufre ningún tipo de modificación en su perfil longitudinal a lo largo del tiempo. Para ello, es necesario

<sup>14</sup> Fuente: Wikipedia.

analizar una escala suficientemente grande como para poder disponer de una pendiente media del río representativa.

Es lógico pensar que este equilibrio es fruto del equilibrio entre las acciones actuantes en el lecho del cauce. Así, en 1955, Lané propuso, de manera cualitativa, cuatro variables que intervendrían en el proceso: el caudal líquido o unitario ( $q$ ), el caudal sólido unitario ( $q_s$ ), la pendiente del fondo ( $i$ ) y el tamaño del sedimento ( $D$ ). Esta teoría es conocida como la Balanza de Lané.

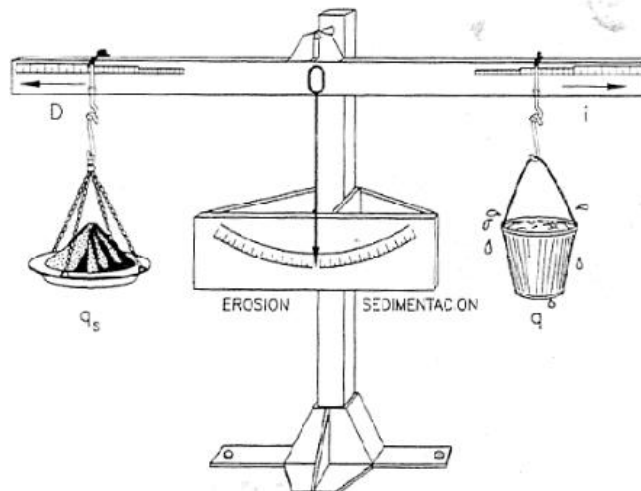


Figura 2-5. Balanza de Lané.<sup>15</sup>

Según esta teoría, al aumentar el caudal líquido o la pendiente de un cauce, se produciría un proceso erosivo; mientras que si estos disminuyen o si aumentan el caudal sólido o el diámetro de los sedimentos, se produciría sedimentación en el cauce.

Por tanto, la Teoría de Lané supone una herramienta muy útil para analizar el desequilibrio de un río y, más concretamente, el desequilibrio que se produciría ante una acción antrópica.

Es importante destacar que:

- El momento del brazo derecho, producto del caudal líquido y la pendiente ( $q \cdot i$ ) representa la potencia de la corriente por unidad de peso, longitud y de anchura.
- El cociente entre la pendiente y el diámetro ( $i/D$ ), es decir, el cociente entre ambos brazos de la balanza, supone un indicador de la sensibilidad del cauce. Si  $i/D$  es grande, los cambios de caudal producen efectos muy intensos; se trata pues de un río muy sensible e inestable.

## 2.3. Inicio del movimiento

Se conoce como Inicio o Umbral del Movimiento del fondo a las condiciones en las que se produce el desplazamiento de una partícula por la fuerza de arrastre del agua.

El movimiento que tienen las partículas se inicia cuando las fuerzas desestabilizadoras (fuerzas de arrastre y alzamiento hidrodinámico) son mayores que las fuerzas estabilizadoras:

- Las fuerzas que tienden a mover o arrastrar los sedimentos son la presión hidrodinámica, la sustentación y las fuerzas de viscosidad del flujo.
- La fuerza que resiste el movimiento para los sedimentos de mayor tamaño, tales como gravas y arenas, es el peso de la partícula mientras que para los finos es la fuerza cohesiva.

<sup>15</sup> Fuente: Libro: "Ingeniería de ríos". Juan Pedro Martín Vide. Ediciones UPC. 2002.

La condición de flujo, en el instante que el sedimento del lecho comienza a moverse, es decir, cuando se produce el “movimiento incipiente”, recibe el nombre de condición hidrodinámica crítica. Tal condición se puede representar a través de un valor crítico de la tensión de corte sobre el fondo.

De todos los estudios existentes sobre el umbral del movimiento y el valor crítico de la tensión de corte, quizás el más aceptado sea el conocido Diagrama de Shields (Albert Shields, 1936).

La tensión de corte adimensional, parámetro de Shields o de movilidad ( $\bar{\tau}$ ), relaciona la acción del agua sobre el fondo con la resistencia de la partícula a ser movida, es decir, es el cociente entre la acción de arrastre (fuerza desestabilizadora) y la fuerza de peso (fuerza estabilizadora).

$$\bar{\tau} = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D}$$

Donde  $\tau_o$  es la tensión de corte en el fondo,  $(\gamma_s - \gamma)$  es el peso específico sumergido de la partícula y  $D$  es el diámetro que caracteriza el volumen.

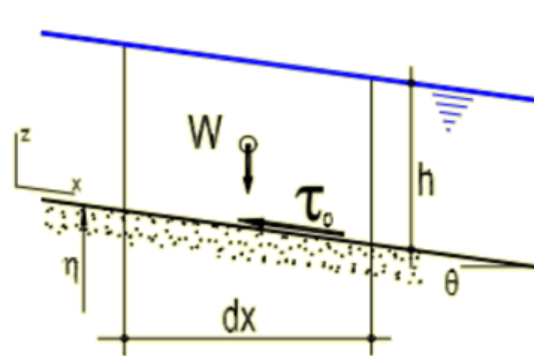


Figura 2-6. Esquema de fuerzas actuantes en un cauce<sup>16</sup>

Para un cauce prismático, el peso del líquido “ $W$ ” es igual al producto del peso específico por el volumen de control  $W = g \cdot A \cdot dx$ , donde “ $A$ ” es el área transversal del cauce. La componente en la dirección del flujo  $W_x = g \cdot A \cdot dx \cdot \sin\theta$ . Si el ángulo “ $\theta$ ” es pequeño  $\sin(\theta) \approx \tan(\theta) \approx S$ , siendo “ $S$ ” la pendiente del tramo de cauce analizado. Por tanto, la componente en la dirección del flujo quedaría  $W_x = g \cdot A \cdot dx \cdot S$ . Por otro lado, la fuerza de fricción aplicada en todo el contorno del cauce, la cual se opone al escurrimiento, puede estimarse como  $\tau_o \cdot P \cdot dx$ , donde  $P$  es el perímetro mojado del cauce.

Si ambas fuerzas se encuentran en equilibrio, se puede obtener una expresión para la tensión de corte del fondo.

$$\tau_o = \gamma \cdot R_h \cdot S$$

Donde “ $R_h$ ” es el radio hidráulico del cauce.

Otra forma de estimar a tensión de corte es a través de la velocidad de corte ( $v_*$ ):

$$\tau_o = \rho \cdot v_*^2$$

Donde  $\rho$  es la densidad del agua.

Esta velocidad constituye también el número de Reynolds granular  $Re^*$  que refleja el grado de turbulencia o la relación entre las fuerzas de inercia y las viscosas alrededor de un grano.

$$Re^* = \frac{v_* D}{\nu}$$

Donde  $\nu$  es la viscosidad cinemática del agua.

<sup>16</sup> Fuente: Estudio “*Obras Fluviales*”. Cátedra de Obras Hidráulicas.



El Diagrama de Shields muestra la relación entre los parámetros adimensionales  $\bar{\tau}$  y  $Re^*$  descritos. Bajo la curva, se da la situación de reposo, mientras que por encima de la misma, se produce el movimiento desarrollado. Siendo estrictos, existe una franja paralela a la curva en la que se da una probabilidad alta (aproximadamente del 50 %) de inicio de movimiento.

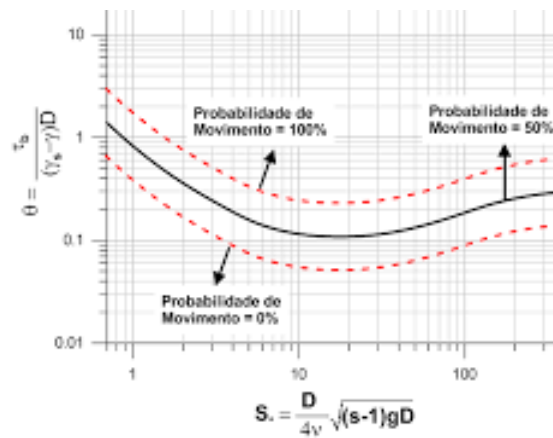


Figura 2-7. Diagrama de Shields.<sup>17</sup>

Al aumentar el Número de Reynolds granular, el movimiento es más turbulento alrededor de la partícula y, como puede observarse en el diagrama, la curva de Shields tiende a ser horizontal. Por tanto, la tensión adimensional  $\bar{\tau}$  en este régimen es independiente del Reynold, tomando un valor entre 0,03 y 0,06.

Debe tenerse en cuenta dos factores no mencionados anteriormente:

- Efecto de la heterogeneidad granulométrica: la curva de Shields es válida para sedimentos con granulometría uniforme, pues expresa una proporcionalidad lineal entre el valor crítico de la tensión de corte sobre el fondo y el diámetro del sedimento. Sin embargo, en la naturaleza y sobre todo en ríos de montaña, el lecho está constituido por una mezcla de materiales de distintos tamaños.

La heterogeneidad granulométrica produce dos efectos. Por un lado, las partículas gruesas ejercen un efecto de protección sobre las partículas finas, lo cual reduce la mayor susceptibilidad al movimiento que presentan estas últimas. Por el contrario, las partículas gruesas se encuentran más expuestas a la acción hidrodinámica de la corriente hídrica y, consecuentemente, su menor movilidad intrínseca se incrementa. Por lo tanto, una misma corriente puede desplazar más fácilmente a los materiales finos que a los gruesos, pudiendo explicarse un desplazamiento selectivo de estas partículas, de manera que, un material originalmente bien graduado sometido a un régimen permanente, al cabo de un tiempo presenta una porción de gruesos en la superficie mayor. A esta condición se la denomina como acorazamiento del lecho.

Este fenómeno influye en la rugosidad del cauce (superficie del fondo con partículas de grano mayor) y en el inicio del movimiento del lecho, pues, en primer lugar, se necesita destruir la coraza para poder mover en material mas fino que hay en capas inferiores.

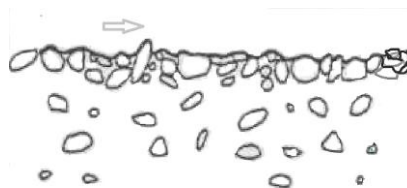


Figura 2-8. Acorazamiento.<sup>18</sup>

<sup>17</sup> Fuente: Presentación: "Introducción Hidráulica fluvial. Obras Hidráulicas". Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente.

<sup>18</sup> Fuente: Educalingo <https://educalingo.com/es/dic-es/acorazamiento>

- Efecto de la sumergencia relativa  $h/D$ : para valores bajos de la relación calado-diámetro (baja sumergencia), la profundidad cobra importancia en el movimiento turbulento del fluido, limitando las dimensiones y la frecuencia de los vórtices que se generan en el fondo y distorsionando el perfil logarítmico de velocidad.

## 2.4. Clasificación del transporte

El transporte de sedimentos en un río puede clasificarse conforme a dos criterios: según el modo de transporte y según el origen del material.

De acuerdo con el mecanismo de transporte se distingue:

- Carga de lecho**: Movimiento de partículas en contacto con el lecho, las cuales, según su granulometría (de más gruesas a más finas):
  - Reptan: Se desplazan a poca distancia, arrastrándose sobre la superficie.
  - Ruedan: Se desplazan al rodar sobre una superficie. Lo realizan las partículas de tamaño superior al de las arenas.
  - Saltan: se desplazan mediante saltos producidos por pequeños torbellinos de agua o aire, que elevan los fragmentos de roca y los depositan al cesar su fuerza. Generalmente, al caer al fondo, colisionan con otras partículas, lo cual hace que se levanten y se repita el proceso.
- Carga en suspensión**: Movimiento de partículas en el agua. Se distinguen tres tipologías de transporte sin contacto con el lecho:
  - Suspensión: Las partículas quedan suspendidas en el agua, por lo que el transporte de las mismas se realiza a la misma velocidad que la del fluido. La tendencia de asentamiento de la partícula es continuamente compensada por la acción difusiva del campo de flujo turbulento.
  - Disolución: Desplazamiento de los materiales que se disuelven en el agua.
  - Flotación: Transporte de materiales sobre la superficie del agua.



Figura 2-9. Esquema clasificación de transporte fluvial.<sup>19</sup>

El transporte en suspensión puede representar el 90% o más de todo el transporte sólido de un río y, dentro de éste, la carga de lavado puede ser la más importante.

El material transportado en suspensión tiene gran repercusión en la desembocadura de un sistema fluvial: formación de deltas y colmatación de embalses. El transporte de fondo, en cambio, tiene mayor repercusión sobre el río, ya que causa sus modificaciones.

<sup>19</sup> Fuente: Blog Grupo Sedimentología: <http://sedimentologiagrupo04.blogspot.es/tags/sedimentologiaparatodos/>

Por otro lado, según el origen del material de transporte:

- a. **Transporte de material de fondo**: Este transporte tiene su origen en el lecho. Esto significa que el transporte es determinado por las condiciones del lecho y del caudal (puede consistir en carga de fondo y en carga de suspensión).
- b. **Carga de lavado**: El material es suministrado por fuentes externas (erosión y lavado de la cuenca hidrográfica), llegando al cauce en épocas de lluvias y crecidas fluviales. Suelen ser materiales muy finos (arcillas, limos, etc.) y únicamente son transportados como carga en suspensión, por lo que el modo de transporte en suspensión suma materiales de ambos orígenes. La carga de lavado está relacionada a las características hidrológicas de la cuenca (tipo de suelos y cobertura, topografía, precipitaciones, etc.).

Cuando se supera el umbral del movimiento, una partícula del lecho del cauce, inicialmente en reposo, puede ser transportada rodando o saltando, pero si la corriente sigue creciendo, puede ser transportada en suspensión. Por ende, a mayor intensidad de la corriente, mayor es el tamaño del material que puede ser puesto en suspensión y transportado de ese modo. Por tanto, el sedimento cuyo origen es el cauce puede ser transportado de ambos modos: en suspensión y por el fondo.

## 2.5. Formas de fondo

Cuando el umbral del movimiento es superado, el fondo de un río puede presentar una configuración ondulada formándose las formas de fondo. Este fenómeno participa en el transporte de sedimentos e interviene en la resistencia al flujo, es decir, en la rugosidad. Las formas de fondo ocurren en lechos de arena, sin embargo, no tiene lugar en ríos de grava o de materiales gruesos y de granulometría extendida.

Al comenzar el movimiento en un lecho de arena e ir aumentando la velocidad se presentan las siguientes formas: ripples, dunas, fondo plano y antidunas.

- **RIPPLES, ARRUGAS O RIZOS**: pequeñas ondulaciones triangulares con una longitud de onda máxima del orden de decímetros y una altura que no sobrepasa los centímetros. Sólo aparecen en lechos de arena fina ( $D < 0,6 \text{ mm}$ ), cuando el movimiento no es turbulento.
- **DUNAS**: ondulaciones triangulares con dos taludes diferentes, el de aguas arriba (muy suave) y el de aguas abajo (muy marcado). Su tamaño es de un orden de magnitud mayor que el de los ripples y guarda una proporción constante con el calado. Estas formas de fondo se presentan cuando el régimen hidráulico es lento, pudiendo observarse cómo la superficie del agua se ondula contrariamente a la ondulación del fondo. Las dunas se desplazan hacia aguas abajo debido al movimiento de los granos (descenso sobre la cresta y ascenso sobre el valle).
- **FONDO PLANO**: Si se sigue aumentando la velocidad del flujo, hasta alcanzar aproximadamente el régimen crítico, las dunas se alargan hasta ser barridas y, en consecuencia, el fondo se aplanan.
- **ANTIDUNAS**: Con velocidades aún mayores, el lecho se ondula en formas asimétricas llamadas antidunas, cuya forma puede migrar hacia aguas arriba a pesar de darse un fuerte transporte de sedimentos hacia aguas abajo. La superficie libre presenta una fuerte ondulación en consonancia con el fondo, lo que indica que el régimen hidráulico es rápido.
- **RÁPIDOS Y POZOS**: Tienen lugar únicamente en ríos de gran pendiente, suponiendo el punto final de la evolución del lecho. Al aumentar la velocidad, en la superficie se forman crestas de espuma y resaltos hidráulicos y, en el lecho, se da una sucesión de pendientes suaves y largas (rápidos) y contrapendientes fuertes y cortas (pozos) y donde se produce el resalto hidráulico.

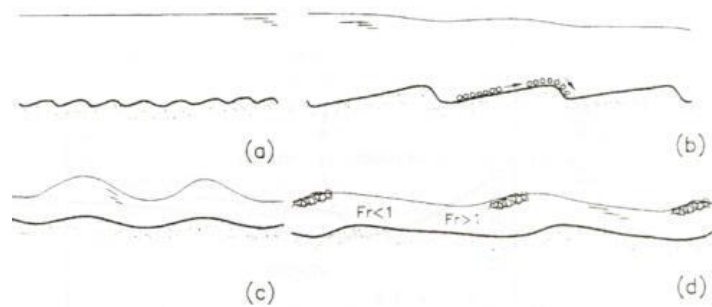


Figura 2-10. Esquema formas de fondo: a) rizos, b) dunas, c) antidunas, d) rápidos y pozos.<sup>20</sup>

Cabe destacar que cada forma de fondo agrega a la rugosidad una resistencia debida al tamaño del grano. Ésta es mayor con las dunas que con rizos o fondo plano.

A partir de los parámetros adimensionales empleados en el diagrama de Shields, es posible conocer las formas de fondo de un lecho granular.

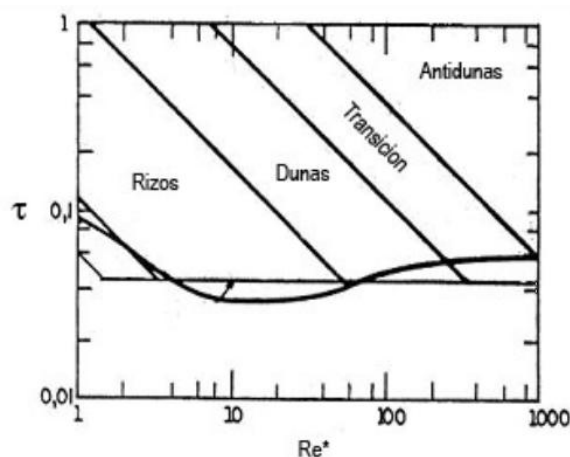


Figura 2-11. Diagrama de Shields con formas de fondo.<sup>21</sup>

## 2.6. Cuantificación del transporte

La cuantificación del caudal sólido de un río puede hacerse mediante mediciones (ya sean directas o indirectas) o con el empleo de fórmulas de transporte. Las ecuaciones o fórmulas de transporte tratan de cuantificar el caudal sólido de una corriente en función de sus características hidráulicas y de las propiedades geométricas y granulométricas del cauce.

La complejidad de la mecánica de transporte de sedimentos es tal que todavía no existe una verdadera ecuación dinámica del transporte de la fase sólida de un flujo de agua y sólidos. En su lugar, se han desarrollado numerosas ecuaciones empíricas, semiempíricas o basadas en distintas teorías y que responden a ciertas observaciones, en general, de laboratorio. Estas ecuaciones son aproximadas, no exactas, y sólo válidas dentro del rango en que fueron obtenidas cada una de las variables y sus relaciones.

Otra limitación de las ecuaciones de transporte proviene que son fórmulas de capacidad de transporte, es decir, de transporte en potencia. Para que el transporte real sea comparable a la capacidad de transporte es necesario que exista sedimento disponible en la corriente. Cuando existe material disponible el transporte real y la capacidad tenderán a coincidir en términos medios de espacio y tiempo. En cambio, si no hay disponibilidad de material el transporte real será inferior a la capacidad.

<sup>20</sup> Fuente: Estudio "Obras Fluviales". Cátedra de Obras Hidráulicas.

<sup>21</sup> Fuente: Tesina: "Estudio sobre estabilidad de traviesas y lechos de escollera con transporte sólido". Patricia Jiménez Puig. 2005-2006. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.

Para un flujo dado, la capacidad de transporte (el caudal sólido transportable) es menor a mayor tamaño de las partículas. Lo mismo puede suceder con la disponibilidad, es decir, el volumen por unidad de tiempo que la parte superior del cauce o la cuenca puede proporcionar al tramo considerado.

Entre ambas magnitudes puede ocurrir lo ilustrado en la figura 2-12, en tal caso, la aplicabilidad de una fórmula de transporte será errónea si el material es mas fino que  $D^*$ , pues la cantidad transportada estará controlada por la disponibilidad del material, no por la capacidad de transporte.

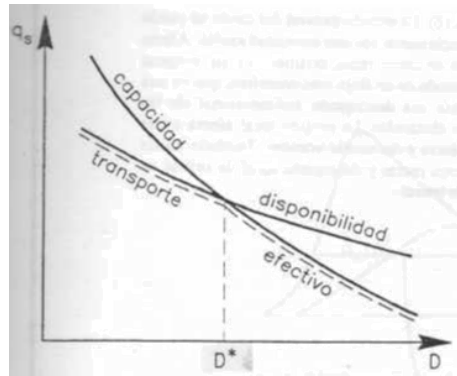


Figura 2-12. Transporte de sólidos: disponibilidad y capacidad.<sup>22</sup>

Las ecuaciones de transporte de fondo son fórmulas unívocas y más o menos explícitas entre en caudal sólido unitario  $q_{sf}$  y las características hidráulicas del cauce. Muchas responden a una relación funcional del tipo:

$$q_{sf} = f(\tau_o - \tau_c)$$

Donde  $\tau_c$  es la tensión crítica (Shields) y  $\tau_o$  la tensión actuante en el fondo. De esta manera, el caudal sólido es función creciente del exceso de tensión de corte sobre la del inicio del movimiento.

Tanto para la cuantificación del transporte de fondo como la carga de lavado existe una gran cantidad de ecuaciones de diferentes autores.

## 2.7. Ríos de arena y ríos de grava

Previamente a continuar con esta memoria, se pasará a determinar las características de los ríos de arena y ríos de grava, clasificación que se ha ido intuendo a lo largo de este apartado.

- **Composición:** en los ríos de arena no hay materiales de tamaño mayor a estas, por lo que no hay gravas. Sin embargo, en los ríos de grava, hay tanto arenas como gravas. Este hecho queda reflejado en la curva granulométrica característica de estos ríos.

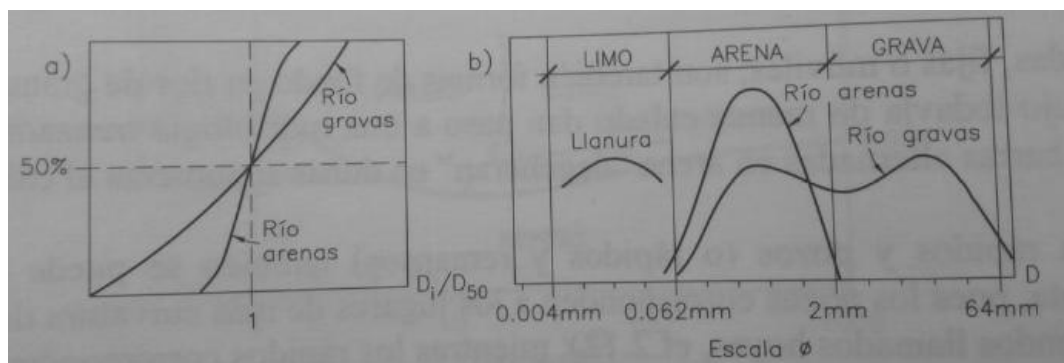


Figura 2-13. Curvas granulométricas adimensionales y funciones de densidad.<sup>23</sup>

<sup>22</sup> Fuente: Estudio "Obras Fluviales". Cátedra de Obras Hidráulicas.

Como se observa en la figura 2-13.a, la curva granulométrica de los ríos de arena muestra poca dispersión alrededor de la unidad; mientras que la curva de los ríos de grava tiene más dispersión. Además, en la figura 2-13.b, se observa como la distribución granulométrica de un río de gravas puede ser bimodal, disponiendo de arenas y gravas.

- En los ríos de grava se producen los fenómenos de acorazamiento.
- En los ríos de arena se producen las formas de fondo explicadas en el apartado 2.5 de esta memoria.
- Umbral del movimiento: En los ríos de arena, este umbral se supera fácilmente, con caudales pequeños, por lo que el parámetro de Shields es del orden de 1-10 en el caso en el que el río esté a punto de desbordar. Por otro lado, en los ríos de grava, generalmente, no se suele dar el transporte de sólidos hasta acercarse al desbordamiento del mismo.

---

<sup>23</sup> Fuente: Libro: "Ingeniería de ríos". Juan Pedro Martín Vide. Ediciones UPC. 2002.

## 3 EROSIÓN FLUVIAL

### 3.1 Introducción

La erosión hidráulica queda definida como la remoción de las partículas existentes en el cauce de un río y el pertinente descenso del fondo del mismo, debido a la interacción entre el poder erosivo del agua y la resistencia ofrecida por el esfuerzo del propio suelo a resistir la erosión.

Los tipos de erosión se clasifican principalmente en dos grupos según la naturaleza de su alcance (temporal o espacial).

**CLASIFICACIÓN ESPACIAL:** Se distinguen dos tipos de erosiones según su alcance espacial.

- **EROSIÓN GENERAL:** Erosión producida en tramos largos del cauce y originada por el aumento de la velocidad del agua y el consiguiente incremento de su energía. Este aumento de la energía del agua amplifica su capacidad erosiva, de forma que se supera la resistencia al movimiento de las partículas del cauce y son desplazadas a lo largo del mismo. Como puede deducirse, este tipo de erosión sería el único que tendría lugar en cauces rectos y sin ningún tipo de singularidad. Además, guarda gran relación la erosión permanente, pues suelen darse al mismo tiempo.
- **EROSIÓN LOCAL:** Erosión producida en una pequeña zona del cauce y originada por los remolinos o vórtices que se desarrollan, junto con fuertes turbulencias, por el potente flujo local en tramos particulares del cauce (curvas, obstáculos, estructuras hidráulicas, estrechamientos, etc.).

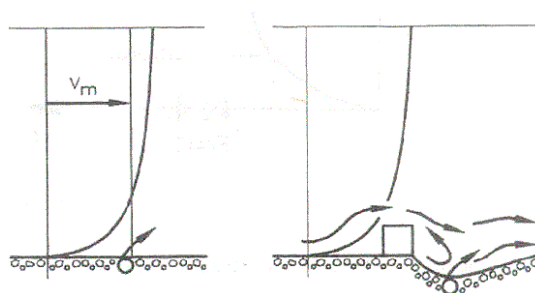


Figura 3-1. Erosión general y local.<sup>24</sup>

**CLASIFICACIÓN TEMPORAL:** Analizando la escala temporal, se distinguen dos tipologías de erosiones fluviales: permanente y temporal.

- **EROSIÓN PERMANENTE:** Erosión producida a largo plazo, que se mantiene en el tiempo. También conocida como “*erosión no recuperable*”, suele producirse a lo largo de importantes longitudes de los cauces, debido, principalmente, a fenómenos geomorfológicos, aunque puede verse acentuada por la actividad antrópica (ejemplo: construcción de una presa en el cauce, que produce erosión progresiva hacia aguas abajo).

<sup>24</sup> Fuente: Tesis: “Investigación hidráulica y sedimentológica del tramo urbano del Río Piura”. Marcos Miguel Velasco Ocaña. Octubre 2002. Facultad de Ingeniería. Universidad de Piura (Perú).

- **EROSIÓN TEMPORAL:** Erosión producida en cortos periodos de tiempo. Es la que se produce, generalmente, durante la fase ascendente de la avenida, en la cual se produce un incremento de la energía y, por tanto, de la capacidad erosiva del flujo. Tras la avenida, el lecho del cauce puede permanecer prácticamente intacto, con cotas muy similares a las del momento previo a la avenida, debido a que, en la fase descendente de la avenida, se produce un proceso de sedimentación que recupera las zonas anteriormente erosionadas. Por tanto, puede decirse que el alcance de esta tipología de erosión dependerá de las características hidrológicas de la cuenca.

### 3.2 Erosión general

Se conoce como erosión general, o erosión natural, al descenso del lecho y de las márgenes de un cauce producida por el aumento del caudal que discurre por él y el consiguiente incremento de la capacidad de la corriente para transportar material sólido, indistintamente de la presencia o no de cualquier estructura antropogénica.

En este tipo de fenómenos se incluyen los procesos de degradación natural como la incisión del lecho, la migración natural del cauce, los cambios en las formas del lecho y la erosión en las confluencias de ríos, entre otros.

Algunas de las principales causas por las que se produce la erosión general son:

- Incremento del caudal fluyente durante una avenida (Erosión general transitoria).
- Aumento de la pendiente del cauce originado por la alteración del canal o corte de meandros. Ante una corta, se producirá erosión regresiva, la cual se podrá evaluar como  $e = \Delta L \cdot i$ , siendo  $\Delta L$  el acortamiento del río e  $i$  la pendiente inicial. Dado que las erosiones regresivas comienzan con pendientes mayores, son más rápidas que las erosiones progresivas.
- Modificación de los usos del suelo, afectando a la disponibilidad de sedimentos que potencialmente puede transportar un río.
- Extracción de materiales del fondo del cauce: la erosión que se produce es regresiva y progresiva, es decir, afecta tanto aguas abajo como aguas arriba, pues puede llegar a producir la interrupción total del transporte sólido (efecto hacia aguas abajo) y un descenso del fondo brusco (efecto hacia aguas arriba).

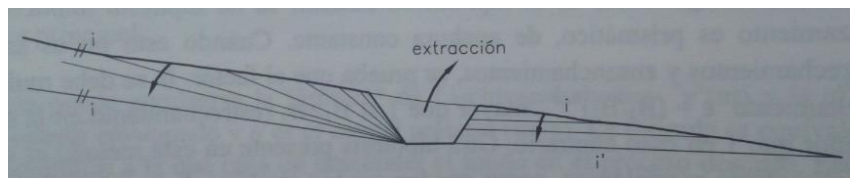


Figura 3-2. Efecto de la extracción de áridos en un río (escala vertical exagerada).<sup>25</sup>

- Modificación del transporte de sedimentos por la construcción de una presa: Ante la construcción de una presa, se produce un proceso de erosión lento, afectando longitud kilométrica, a lo largo de decenas de años.
- Trasvases de agua entre dos cuencas, alterando la capacidad de transporte de ambas.
- Modificación de la rugosidad del cauce.

<sup>25</sup> Fuente: Libro: "Ingeniería de ríos". Juan Pedro Martín Vide. Ediciones UPC. 2002.



### 3.2.1 Estimación de la erosión general

A lo largo de la historia se han desarrollado numerosas ecuaciones empíricas para estimar la erosión general de los cauces. En general, estas formulaciones pueden aplicarse tanto a nivel de la sección transversal completa, como a una serie de franjas verticales (que surgen de segmentar la sección del cauce) y aplicar el procedimiento de forma independiente.

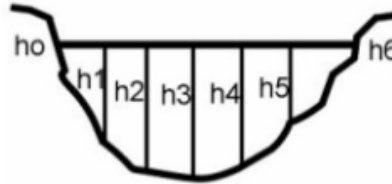


Figura 3-3. Segmentación de la sección de un cauce.

Una manera fácil e intuitiva de estimar la erosión general del cauce parte del criterio de inicio de movimiento ante una corriente permanente: al aumentar la velocidad del agua (con el consiguiente incremento de su capacidad de transporte), permaneciendo fijos tanto el caudal como la posición de la superficie libre del agua, se produce la socavación de la sección. Esta erosión supone el continuo crecimiento de la sección, por lo que la velocidad del flujo irá disminuyendo hasta que no tenga fuerza suficiente para desplazar las partículas del lecho.

Por otro lado, una de las hipótesis básicas en las que se basan las principales metodologías empleadas en el cálculo de la erosión radica en la igualdad entre la “*velocidad media del flujo en una franja vertical*” ( $V_f$ ) y la “*velocidad de equilibrio*” ( $U_e$ ) para mantener el transporte de sedimentos. Esto conlleva asumir que el aporte de material que se produce desde aguas arriba se ve compensado con el volumen desplazado por la corriente.

Se define la velocidad de equilibrio ( $U_e$ ) como la velocidad necesaria para mantener el equilibrio entre la masa de partículas de la sección y la procedente de aguas arriba.

Con el objetivo de encontrar una justificación razonable a la forma de las ecuaciones empleadas en el cálculo de la erosión general en ríos con lechos arenosos, se analizan algunas hipótesis sobre el comportamiento de los ríos aluviales durante el desarrollo de las avenidas.

Dado un cauce, con unas condiciones hidrológicas determinadas, éste se encuentra en un estado de continuo desarrollo de una serie de ajustes en su geometría para alcanzar una situación de equilibrio dinámico (se puede decir que el cauce adopta configuraciones compatibles con el caudal circulante, las propiedades del material sedimentario y el transporte de los sedimentos procedentes de la cuenca hidrográfica).

Sin embargo, si el caudal circulante aumenta, el cauce intenta alcanzar una nueva situación de equilibrio, desarrollando diversos procesos morfológicos, como la variación de su ancho, profundidad y pendientes. Cabe destacar que las modificaciones en profundidad se realizan en periodos de tiempo menores que las modificaciones laterales.

Por tanto, se deduce que la situación de equilibrio alcanzada por un cauce coincide con el estado de mínima tasa de disipación de energía o máxima eficiencia en el transporte sólido y, aplicando lo deducido sobre el comportamiento de los cauces, la profundidad de los mismos se puede expresar como:

$$H = k_0 \cdot d^{k_1} \cdot Q^{k_2}$$

Donde  $d$  es el diámetro medio de las partículas (suele emplearse  $d = d_{50}$ ),  $Q$  es el caudal circulante en la sección y  $k_0$ ,  $k_1$  y  $k_2$  son constantes numéricas.

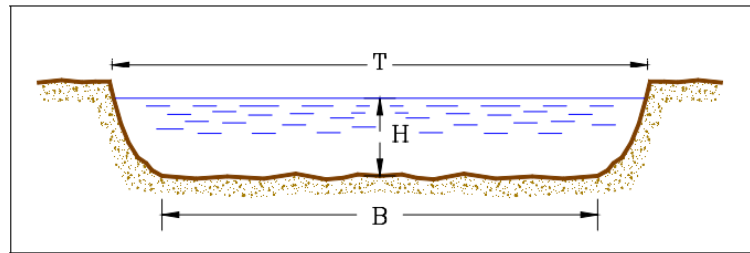


Figura 3-4. Geometría de la sección transversal de un cauce aluvial.<sup>26</sup>

Por otro lado, la correlación ancho-profundidad en cauces aluviales puede expresarse con la relación del tipo Glushkov (Farias, 1998), la cual se escribe:

$$B^m = K_G \cdot H$$

Donde B es el ancho estable del cauce, H es la profundidad y  $K_G$  y m son constantes.

Teniendo en cuenta que las modificaciones en profundidad se realizan en periodos de tiempo menores que las modificaciones laterales, puede suponerse que, en el instante de máxima erosión, se da la profundidad de equilibrio dinámico ( $H = h_s$ ). Además, suponiendo  $Q = q_B$  (caudal unitario, es decir, caudal por unidad de ancho en la franja estudiada) y que el factor de Glushkov se puede desarrollar como  $K_G = K_{G_0} \cdot d^r$  (donde r es un exponente empírico), se tiene:

$$h_s = \left( k_o^{\frac{m}{m-k_2}} K_{G_0}^{\frac{k_2}{m-k_2}} \right) \cdot d^{\frac{k_1 m + k_2 r}{m-k_2}} \cdot q^{\frac{k_2 m}{m-k_2}}$$

Ecuación que es del mismo tipo que la relación general

$$h_s = c_o \cdot q^{c_1} / d^{c_2}$$

Por tanto, puede concluirse que los valores de  $c_o$ ,  $c_1$  y  $c_2$  se pueden cuantificar partiendo de los factores y exponentes del tamaño de sedimento y del caudal en la ecuación de la profundidad del equilibrio dinámico y de los empleados en la ecuación de Glushkov para el ancho estable.

En general, las constantes  $c_o$ ,  $c_1$  y  $c_2$  toman valores diferentes en función de la metodología empleada. En la Figura 3-5 se muestran los valores empleados para estos coeficientes en las metodologías de uso más extendidas.

Desde el punto de vista práctico, estas formulaciones, que permiten obtener la profundidad del cauce ( $h_s$ ) en función del caudal unitario ( $q$ ), resultan útiles cuando se dispone de datos suficientes para conocer la distribución de velocidades a lo largo de la sección transversal del cauce, ya sea a partir de mediciones realizadas con aforos o mediante la aplicación de algún modelo numérico.

Fórmula	$c_0$	$c_1$	$c_2$
Lischtnvan-Lebediev	0.333	0.710	0.199
Laursen	0.205	0.860	0.284
Blench	0.380	0.667	0.167
Maza A. - García F.	0.209	0.870	0.305
Maza A. - Echavarría A.	0.365	0.784	0.157
Kellerhals	0.470	0.800	0.120

Figura 3-5. Parámetros empleados en las ecuaciones de uso más extendido para el cálculo de la erosión general.<sup>27</sup>

<sup>26</sup> Fuente: Revista Ingeniería del Agua. 2008, vol.15 n° 2. Artículo: "Erosión general en ríos aluviales". H. Daniel Farias, M. Teresita Pilán, Luis A. Olmos y Francisco J. Pece. Instituto de Recursos Hídricos, FCE y T-UNSE.

<sup>27</sup> Fuente: Revista Ingeniería del Agua. 2008, vol.15 n° 2. Artículo: "Erosión general en ríos aluviales". H. Daniel Farias, M. Teresita Pilán, Luis A. Olmos y Francisco J. Pece. Instituto de Recursos Hídricos, FCE y T-UNSE.

Como ejemplo se mostrará la metodología desarrollada por Blench (1939-1941). Este autor distingue entre dos situaciones:

- Arenas, de  $0,06 \text{ mm} < d_{50} < 2 \text{ mm}$  :  $h_s = 1,20 \cdot q^{2/3} / d_{50}^{1/6}$
- Gravas, de  $d_{50} > 2 \text{ mm}$  :  $h_s = 1,23 \cdot q^{2/3} / d_{50}^{1/12}$

Si bien en la Figura 3-5 no se aprecian diferencias importantes entre las distintas formulaciones (como en el caso de  $c_2$ , que varía entre 0,120 y 0,305), la aplicación de las mismas a un caso real genera resultados dispares entre sí. En la Figura 3-6 se confirma dicha conclusión al estudiar el comportamiento de las distintas metodologías para el caso de lechos de arenas medias ( $d = 0,3 \text{ mm}$ )

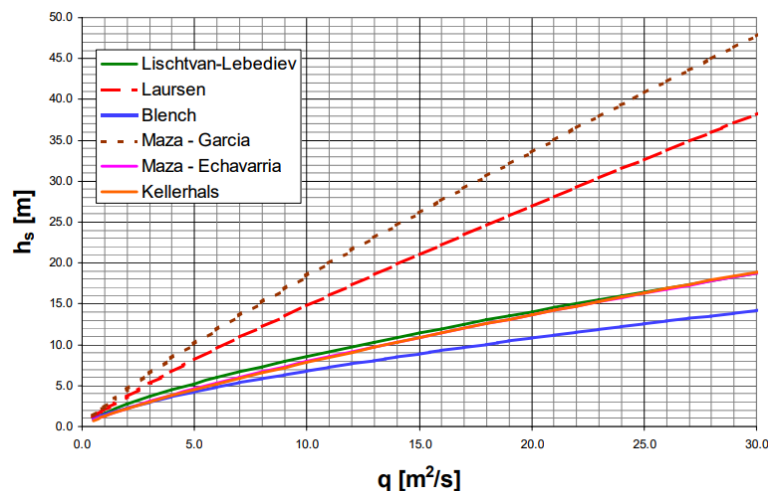


Figura 3-6. Comparación de las distintas fórmulas para calcular  $h_s$  para  $d = 0,3 \text{ mm}$ <sup>28</sup>

### 3.3 Erosión local

Como se ha comentado anteriormente, la erosión local es aquella producida por el desplazamiento del material del fondo de un cauce al existir en él algún elemento físico, ya sea natural o de origen antrópico.

A continuación se analizarán aquellas tipologías de erosión local más importantes.

#### 3.3.1 Erosión en curvas

Cuando un río describe una curva, las fuerzas de rozamiento hidráulicas son mayores en la parte exterior de la curva por la aparición de corrientes secundarias y por las altas velocidades del flujo en dicha zona. Como consecuencia, en la zona más alejada del centro de la curva la corriente tiene mayor capacidad de transporte que en la zona situada más hacia el interior y, por tanto, la profundidad de erosión también es superior.

La profundidad media en el extradós de la curva depende del radio de la curva descrita (medido hasta el punto medio de la sección) y del ancho de la superficie libre de la sección.

Una de las formulaciones más empleadas en la estimación de esta erosión, es la formulación propuesta por Maza:

$$h_c = 1,9 h_{rm} \left( \frac{B}{r} \right)^{0,244}$$

<sup>28</sup> Fuente: Revista Ingeniería del Agua. 2008, vol.15 n° 2. Artículo: "Erosión general en ríos aluviales". H. Daniel Farias, M. Teresita Pilán, Luis A. Olmos y Francisco J. Pece. Instituto de Recursos Hídricos, FCE y T-UNSE.

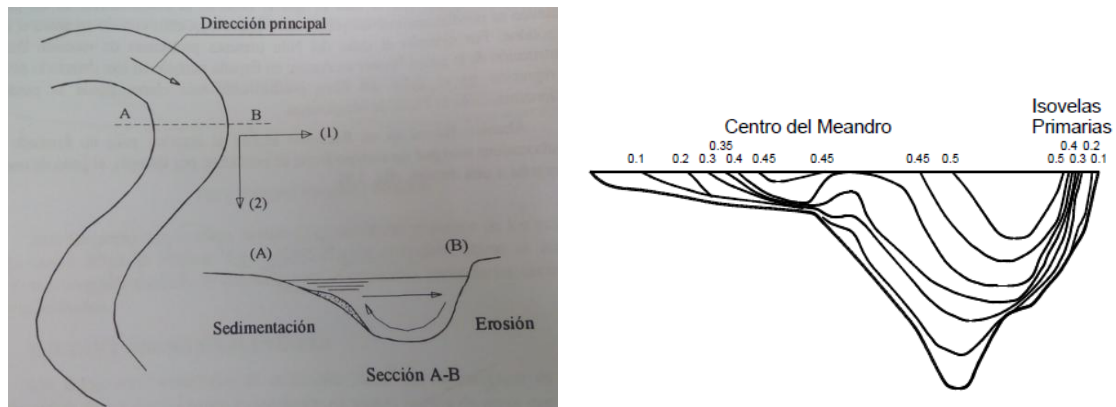


Figura 3-7. Izquierda: Movimiento principal y secundario en una curva. Derecha: isovelas en el centro de un meandro.<sup>29</sup>

Según Maza, la erosión producida en una curva puede ser hasta tres veces mayor que en un tramo recto del cauce.

### 3.3.2 Erosión en confluencias

Cuando se produce la unión de dos corrientes de agua (ríos, canales, etc.), se producen socavaciones importantes por la acción de las espirales generadas al confluir ambos flujos.



Figura 3-8. Confluencia de los Ríos Arga y Aragón, en Funes.<sup>30</sup>

Esta socavación depende del ángulo de la confluencia ( $\phi$ ) y de la relación entre los caudales de ambas corrientes ( $Q_1$  y  $Q_2$ ). Por un lado, cuanto mayor sea el ángulo de confluencia, mayor será la socavación. De igual forma, cuanto más similares sean los caudales de ambas corrientes, mayor será la socavación.

Así, el caso más desfavorable en una confluencia es en el que las dos corrientes del mismo caudal con incidencia simétrica ( $\phi = \theta_1 + \theta_2 = 2\theta$ ). Ante esta situación, la erosión puede alcanzar valores de hasta  $3h$  ( $\phi = 30^\circ$ ),  $6h$  ( $\phi = 60^\circ$ ),  $7h$  ( $\phi = 90^\circ$ ) y  $8h$  ( $\phi = 120^\circ$ ), donde  $h$  es la media de los calados de ambos afluentes.

<sup>29</sup> Fuentes IZQUIERDA: Libro: "Hidráulica Fluvial. Principios y práctica". Eduardo Martínez Marín. Bellisco, Ediciones Técnicas y Científicas. 1ª Edición 2001. DERECHA: Estudio: "Control de erosión en zonas tropicales". Jaime Suárez Díaz. 2001. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos. Bucaramanga (Colombia).

<sup>30</sup> Fuente: [https://www.navarra.es/home\\_es/Actualidad/Sala+de+prensa/Noticias/2017/01/17/recuperacion+Soto+Sardillas++confluencia+ríos+Arga+Aragón+Funes.htm](https://www.navarra.es/home_es/Actualidad/Sala+de+prensa/Noticias/2017/01/17/recuperacion+Soto+Sardillas++confluencia+ríos+Arga+Aragón+Funes.htm)

### 3.3.3 Erosión por contracción

Se denomina Erosión por Contracción a aquella que se produce en el cauce de un río, ante el aumento de la capacidad de arrastre por la mayor velocidad que adquiere la corriente, como consecuencia directa de la reducción del ancho de la sección. Este tipo de erosión se produce cuando se construyen obras dentro de cauces, como encauzamientos, espigones o puentes, aunque también puede darse de manera natural en el cauce.

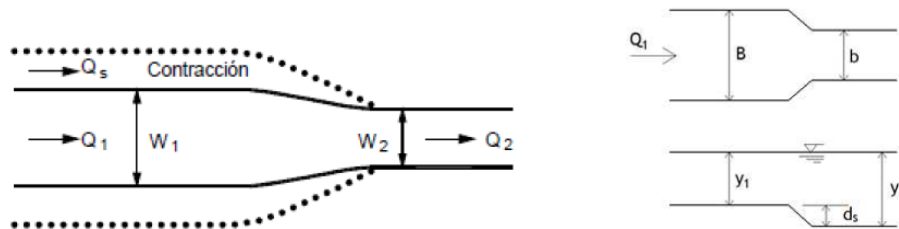


Figura 3-9. Izquierda: Esquema de la contracción de un cauce. Derecha: Flujo estacionario a lo largo de una contracción.<sup>31</sup>

La erosión por estrechamiento del cauce puede producirse tanto en condiciones de aguas clara, como en condiciones de lecho vivo, y su alcance depende de la relación de contracción en la sección transversal del cauce o grado de estrechamiento ( $\beta$ ).

$$\beta = \frac{W_1}{W_2}$$

A diferencia de la socavación, que tiene lugar alrededor de una estructura u obstáculo, la erosión por contracción tiene un ámbito de actuación mayor, produciéndose a lo largo de toda la sección transversal y dando lugar a profundidades variables en el sentido longitudinal del flujo. Además, puede dar lugar a afecciones importantes aguas abajo, ya que suele extenderse más allá de la zona en la que se encuentra el estrechamiento.

Algunos casos en los que se produce erosión por contracción son:

- Contracciones naturales del cauce.
- Crecimiento de vegetación en el cauce.
- Formación de hielo.
- Zonas próximas a un puente, el cual obstruye la llanura de inundación.
- Islas o barras de sedimentos.
- Acumulación de basura.

#### EFFECTO DE LOS RESIDUOS FLOTANTES

Cuando residuos flotantes, como raíces y troncos de árboles transportados por la corriente, son bloqueados por cualquier obstáculo del cauce, como por las pilas o estribos de un puente, se produce la disminución de la sección, aumentándose los niveles de erosión en la zona.

Las pilas de los puentes son especialmente vulnerables a este efecto. En primer lugar, pueden depositarse una pequeña cantidad de residuos, lo que genera un pequeño incremento de la contracción del flujo y, por tanto, un ligero aumento de la erosión. Con el paso del tiempo, se irán depositando cada vez más residuos flotantes, con

<sup>31</sup> Fuentes: IZQUIERDA: Informe Técnico Final de Práctica Supervisada: "Formulación de un modelo de comportamiento de pilas fundadas con pilotes sometidas a erosión para la inspección y mantenimiento de puentes". María Nieves Rinaudi. Diciembre 2016. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba. DERECHA: Influencia de la contracción y de los cambios de rigidez del lecho en las condiciones críticas de inicio del movimiento aguas abajo de puentes sobre cauces. Beatriz Nácher Rodríguez. Septiembre 2012. Trabajo Fin de Máster

el consiguiente incremento de la erosión, hasta que, finalmente, el puente se obstruya por completo y el flujo sobrepase el nivel de la estructura, pudiendo llegar a producirse el derrumbe del puente.

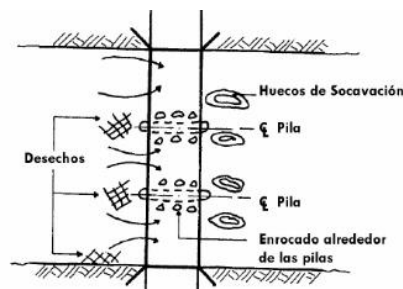


Figura 3-10. Influencia de los residuos en la formación de huecos de socavación.<sup>32</sup>

### 3.3.4 Erosión en puentes

Como se ha comentado en el primer apartado de este Trabajo de Fin de Máster, la principal causa de fallo de los puentes existentes en el cauce de los ríos es la erosión fluvial, que provoca un deterioro continuo de la cimentación del puente hasta llegar a dicho colapso.

Los principales cambios que produce la presencia de un puente en un cauce son en:

- La velocidad del flujo.
- La pendiente de la superficie libre del agua, tanto aguas arriba como aguas abajo del puente.

Ante una avenida, se produce un mayor arrastre del material del fondo y un ensanchamiento de la sección del cauce hasta que se alcance de nuevo el perfil de equilibrio. Debido a la presencia de las pilas y estribos de los puentes, formados por materiales resistentes, a veces no es posible este ensanchamiento, por lo que, al construir un puente en un cauce, se incentiva la mayor socavación de fondo.

A continuación se analizarán algunos de los aspectos a tener en cuenta en el diseño de un puente, de forma que se minimice la erosión fluvial en las inmediaciones de estas estructuras.

#### 3.3.4.1 Emplazamiento del puente

La correcta elección del emplazamiento de un puente es vital en su diseño, ya que puede condicionar que la estructura sea más o menos económica en función de la seguridad que se le deba otorgar.

Así, es importante analizar un tramo del río de longitud suficiente, de forma que se pueda determinar la zona más estable para realizar el cruce, en el que la que los procesos fluviales modifiquen lo menos posible el cauce. Por tanto, un tramo del río que sea entrelazado o meandriforme, el cual dispone de orillas poco resistentes, no será la ubicación más adecuada para un puente, ya que necesitaría de un trabajo previo de encauzamiento de la zona.

Por otro lado, los tramos de cauces rectilíneos y aquellos en los que el ancho de la sección sea el mínimo, economizan la estructura, ya que la luz del puente será menor.

#### 3.3.4.2 Alineación del puente

Otro factor importante desde el punto de vista hidráulico, es la alineación de la estructura respecto al flujo, ya que determinará las superficies de ataque y, por tanto, la capacidad erosiva del mismo.

Para disminuir la superficie de ataque del flujo en la estructura, todo elemento mojado de la misma (cimentaciones, pilas, estribos, etc.) debe estar correctamente alineado con la corriente. Esto se debe a que una

<sup>32</sup> Fuente: Estudio "Socavacion en puentes". Universidad del Cauca.

alineación muy oblicua entre los elementos del puente y el cauce produce una disminución de la sección hidráulica, pudiendo llegar a obstruirse.

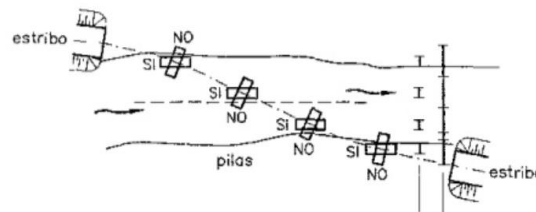


Figura 3-11. Alineación de pilas y estribos en relación con el flujo de agua.<sup>33</sup>

### 3.3.4.3 Erosión local en puentes

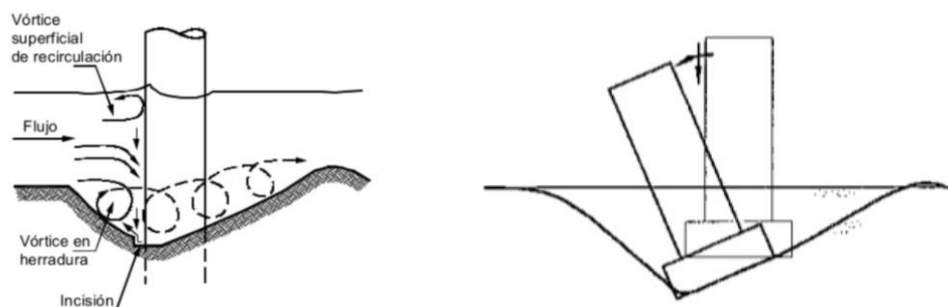
En el caso de los puentes, las tipologías de erosiones que se suelen producir son:

- Erosión por estrechamiento en la sección del puente (fenómeno similar al estudiado en el apartado 3.3.3 de este trabajo).
- Erosión local en las pilas y los estribos del puente.

No debe olvidarse que estas erosiones no son independientes, sino que también se debe tener en cuenta la erosión general del río.

## EROSIÓN EN PILAS

Las pilas de los puentes son las estructuras hidráulicas más vulnerables con respecto a la erosión. La socavación que se produce alrededor de las pilas de los puentes se debe, principalmente, a las altas velocidades locales, que son mayores que las velocidades medias de la corriente, y al conjunto de vórtices frontales, laterales y de estela que se producen. Esta erosión da lugar a fosos de socavación de grandes magnitudes, que se localizan donde más daño pueden hacer al puente y, a menudo, dejan al descubierto la cimentación del mismo. Por tanto, no es de extrañar que la patología típica de fallo de las pilas es el hundimiento y basculamiento o vuelco de la misma hacia aguas arriba.



Figuras 3-12. Izquierda: Esquema longitudinal del flujo alrededor de la pila de un puente. Derecha: Fallo típico de una pila de puente por erosión local.<sup>34</sup>

En el apartado 4 de este trabajo se analizará con profundidad este proceso erosivo.

## EROSIÓN EN ESTRIBOS

Al igual que en las pilas, alrededor de los estribos de los puentes se generan vórtices debido a los cambios de dirección de las líneas de corriente, que tienen lugar al encontrarse con un estrechamiento de la sección

<sup>33</sup> Fuente: Libro: "Ingeniería de ríos". Juan Pedro Martín Vide. Ediciones UPC. 2002.

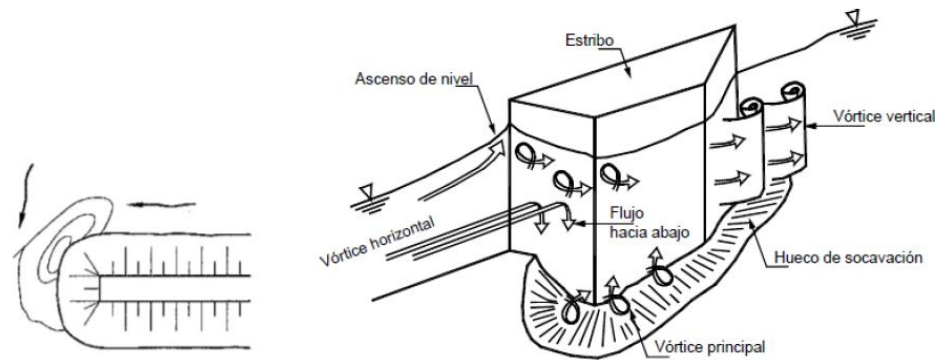
<sup>34</sup> Fuente: IZQUIERDA: Estudio: "Control de erosión en zonas tropicales". Jaime Suárez Díaz. 2001. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos. Bucaramanga (Colombia). DERECHA: Libro: "Ingeniería de ríos". Juan Pedro Martín Vide. Ediciones UPC. 2002.



hidráulica. Estos vórtices producen fosas profundas de erosión, especialmente en los extremos de los estribos.

Las fosas se originan principalmente en dos zonas de los estribos:

- En el pie del estribo, debido a remolinos horizontales
- Aguas abajo del estribo, debido a remolinos verticales



Figuras 3-13. Izquierda: Vista en planta de la erosión local en un estribo. Derecha: Esquema del flujo en un estribo.<sup>35</sup>

La forma de los estribos es determinante en la erosión local: los estribos con talud, como el de la figura 3-13 izquierda, dan lugar a erosiones menores que los estribos con muros de contención totalmente verticales.

Por otro lado, la longitud de penetración del estribo en el río también es influyente, ya que cuanto mayor sea esta longitud mayor será la corriente que lo bordea y, por tanto, mayor será la erosión. Además, si el estribo se introduce demasiado en el cauce, pueden generarse corrientes en sentido inverso en la zona cercana a las márgenes, dotando el problema de un fuerte carácter bidimensional.

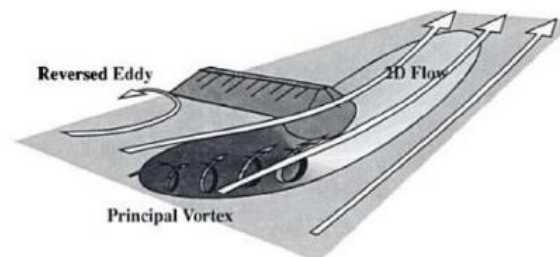


Figura 3-14. Flujo originado en un estribo de gran longitud.<sup>36</sup>

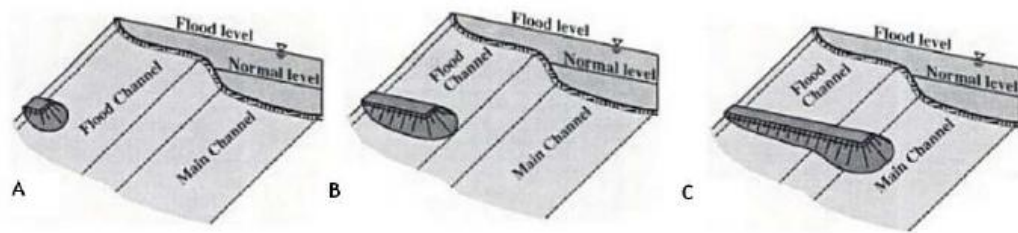
Por último, de la posición del estribo respecto al cauce principal y de la condición del lecho, se pueden definir los siguientes casos de erosión:

- Estribo en cauce menor con flujo únicamente en el cauce.
- Estribo en cauce menor con flujo en el cauce y en el cauce de avenidas.
- Estribo en cauce de avenidas, a cierta distancia del límite del cauce principal.
- Estribo en vano de alivio.
- Estribo en el límite del cauce principal.

<sup>35</sup> Fuentes: IZQUIERDA: Libro: "Ingeniería de ríos". Juan Pedro Martín Vide. Ediciones UPC. 2002. DERECHA: Estudio: "Control de erosión en zonas tropicales". Jaime Suárez Díaz. 2001. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos. Bucaramanga (Colombia).

<sup>36</sup> Fuente: Trabajo Fin de Máster: "Influencia de la contracción y de los cambios de rigidez del lecho en las condiciones críticas de inicio del movimiento aguas abajo de puentes sobre cauces". Beatriz Nácher Rodríguez. Septiembre 2012. Valencia.





*Figuras 3-15. Posiciones del estribo respecto al cauce. A) Cerca del límite del cauce de avenidas; B) Cerca del límite del cauce principal; C) Dentro del cauce principal<sup>37</sup>*

En los dos primeros casos, son de aplicación las ecuaciones de lecho vivo y de aguas claras, pues puede o no existir transporte de sedimentos en el cauce principal. En cuanto a los dos siguientes casos, tan solo son de aplicación las ecuaciones de aguas claras, pues el flujo es más leve en la llanura de inundación y, además, estas zonas suelen estar repletas de vegetación, por lo que la erosión y el transporte de sedimentos se ven dificultado. El último caso es el más complejo, habiéndose desarrollado a lo largo del tiempo numerosas formulaciones específicas.

<sup>37</sup> Fuente: Trabajo Fin de Máster: "Influencia de la contracción y de los cambios de rigidez del lecho en las condiciones críticas de inicio del movimiento aguas abajo de puentes sobre cauces". Beatriz Nácher Rodríguez. Septiembre 2012. Valencia.

## 4 EROSIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTES

Como se ha comentado con anterioridad, la principal causa de fallo en los puentes es la erosión local, la cual se debe principalmente a los movimientos secundarios y vórtices generados en las inmediaciones de estos durante avenidas, es decir, bajo condiciones hidráulicas fuertes (velocidades y calados importantes).

Cabe destacar que la erosión local en las pilas es tan sólo una parte de la erosión que se produce en el cauce, en el tramo afectado por el puente.

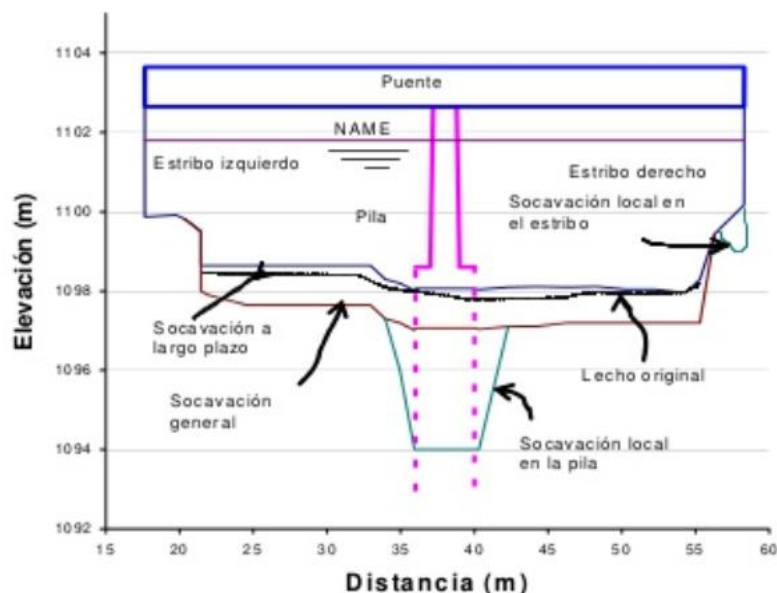


Figura 4-1. Erosión fluvial en un puente.<sup>38</sup>

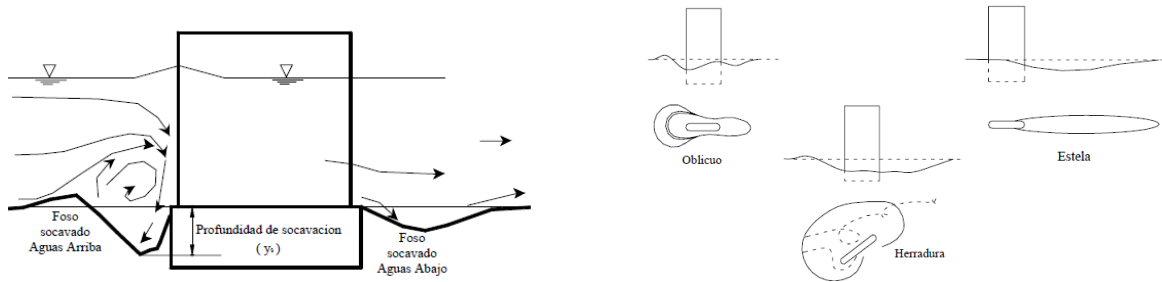
A lo largo de este capítulo se analizará el proceso de erosión local en las pilas de los puentes, estudiando las características de los fosos de socavación y vórtices originados, las distintas fases del proceso erosivo y la influencia de la erosión general y, posteriormente, se analizarán las diferentes metodologías de cálculo desarrolladas a lo largo de la historia.

### 4.1 Conceptos previos

#### 4.1.1 Foso de socavación

Los fosos de socavación son los pozos originados como consecuencia directa de la acción erosiva del flujo sobre una pequeña extensión del cauce al encontrarse con un obstáculo. Los fosos pueden originarse tanto aguas arriba como aguas abajo del obstáculo; de forma localizada o extenderse alrededor del obstáculo, etc.

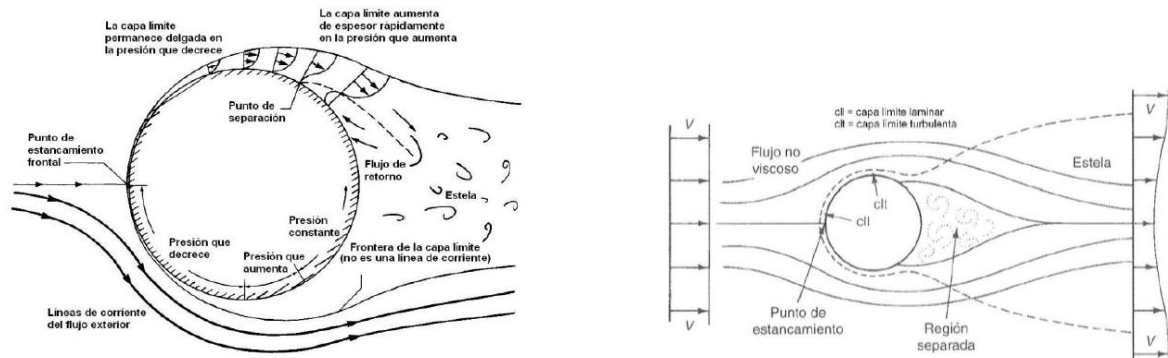
<sup>38</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca.



Figuras 4-2. Izquierda: Vista transversal de erosión local alrededor de un obstáculo. Derecha: Forma de fosos de erosión.<sup>39</sup>

#### 4.1.2 Capa límite

La capa límite es aquella originada en el contorno de un sólido ante flujos estacionarios con alto número de Reynolds, siendo su espesor mayor conforme dicho número aumenta.



Figuras 4-3. Izquierda: Configuración del flujo sobre una esfera. Derecha: Esquema comportamiento de una estela.<sup>40</sup>

Al desprenderse la capa límite del sólido, se produce una estela detrás de éste que se extiende aguas abajo con flujo vorticoso. En la Figura 4-4 puede observarse la relación entre el coeficiente de arrastre y el número de Reynolds, parámetros que determinan las características de la estela generada.

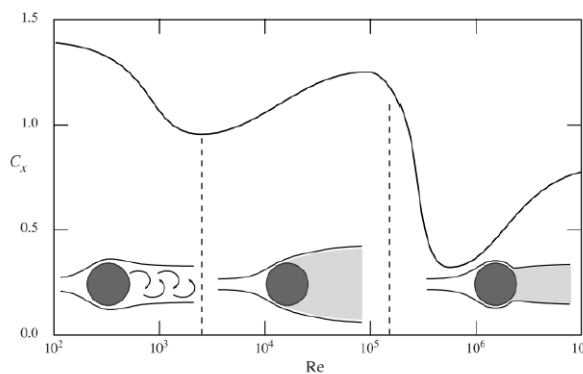


Figura 4-4. Variación de la estela producida en función del n° de Reynolds y el coeficiente de arrastre.<sup>41</sup>

<sup>39</sup> Fuente: Tesis: "El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes". Mariella Carmen Caminati Briceño. 2003. Universidad de Piura (Perú).

<sup>40</sup> Fuente: Tesis "Estudio experimental de la erosión local en pilas de puente cuadradas. Influencia de la anchura de la pila". Marina Bermúdez Badia. Argentina.

<sup>41</sup> Fuente: Tesis "Estudio experimental de la erosión local en pilas de puente cuadradas. Influencia de la anchura de la pila". Marina Bermúdez Badia. Argentina.

### 4.1.3 Sistema de vórtices

La principal característica a destacar de la erosión local en las pilas de los puentes es el sistema de vórtices generados alrededor de estas, el cual, como se ha señalado anteriormente, es uno de los mecanismos esenciales de la erosión local.

En función del tipo de pila y las condiciones del flujo, se distingue:

- **VÓRTICES DE HERRADURA:** Al encontrarse el flujo con la pila, éste se concentra en la zona de ataque debido al campo de presiones inducido por la pila. Si las presiones son elevadas, la capa límite sufre una separación tridimensional, enrollándose a su vez delante de la pila y, por tanto, originando los vórtices de herradura.

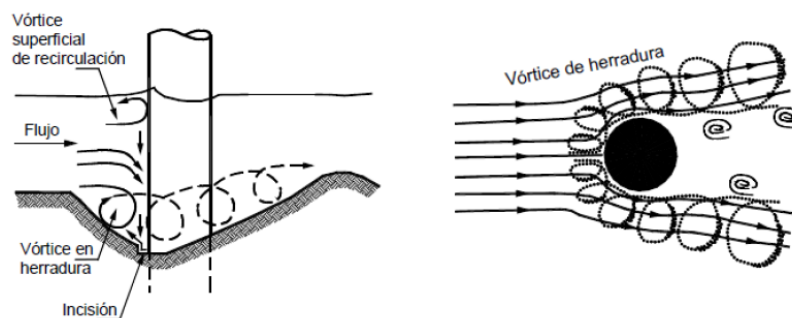


Figura 4-5. Esquema de los vórtices de herradura generados alrededor de una pila.<sup>42</sup>

- **VÓRTICE DE ESTELA:** Este sistema de vórtices se genera aguas abajo de la pila, al desprenderse la capa límite y enrollarse a partir de la línea de separación a cada lado de la pila. Ante velocidades altas (avenidas), los vórtices se desprenden alternativamente en ambos lados de la pila, desplazándose aguas abajo del cauce mientras transporta los sedimentos en dicha dirección.

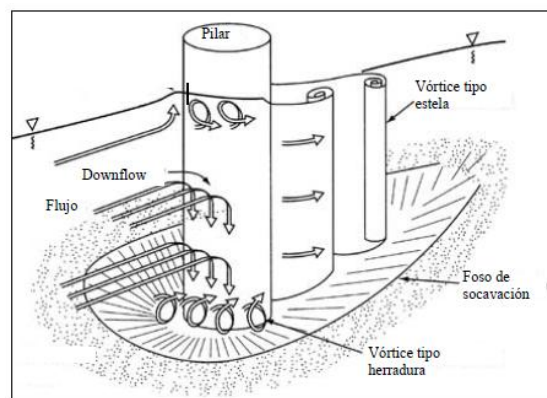


Figura 4-6. Esquema vórtices de estela generados en una pila.<sup>43</sup>

- **VÓRTICE DE EXTREMO:** Este sistema de vórtices se da únicamente en pilas que estén completamente sumergidas, pues se trata de vórtices originados ante diferencias de presiones en la zona del dintel de la pila y extendidos hacia aguas abajo.

<sup>42</sup> Tesis "Formulación de un modelo de comportamiento de pilas fundadas con pilotes sometidas a erosión para la inspección y mantenimiento de puentes". María Nieves Rinaudi. 2016. Universidad Nacional de Córdoba.

<sup>43</sup> Tesis "Formulación de un modelo de comportamiento de pilas fundadas con pilotes sometidas a erosión para la inspección y mantenimiento de puentes". María Nieves Rinaudi. 2016. Universidad Nacional de Córdoba.

## 4.2 Descripción del proceso

Como consecuencia del encuentro del flujo con una pila de un puente (como con cualquier estructura situada en medio de la corriente), se genera un complejo fenómeno tridimensional que desemboca en el proceso erosivo de la zona. En el caso de las pilas, el fenómeno consta, principalmente, de los siguientes elementos:

- Un flujo descendente en la parte frontal de la pila.
- La interacción de los vórtices de estela y de herradura aguas abajo de ésta.

A continuación, se analizará detenidamente el proceso erosivo generado, el cual produce un foso de socavación en las inmediaciones de la pila.

En primer lugar, al encontrarse el flujo con la pila, éste se concentra y se acelera alrededor de la misma, de forma que se produce un gradiente de presiones en la zona frontal de la pila. Este gradiente genera una corriente vertical hacia el fondo del cauce, la cual impacta con el lecho, formando un agujero frente a la pila.

Al producirse el agujero, el flujo descendente cambia de dirección, dirigiéndose entonces hacia arriba y adquiriendo, en consecuencia, un movimiento giratorio que da lugar a los ya conocidos vórtices de herradura, que arrastran el material del lecho hacia las zonas colindantes con la pila y hacia aguas abajo. En la Figura 4-7 puede observarse el campo de vórtices generados en la pila al inicio del proceso erosivo.

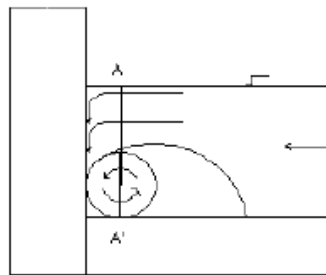


Figura 4-7. Croquis del inicio de erosión local en pilas. Flujo descendente y generación de vórtice de herradura.<sup>44</sup>

Una vez iniciado el proceso erosivo, los vórtices de herradura levantan el material del lecho en la zona frontal de la pila. Es importante recordar que los vórtices crecen, tanto en tamaño como en intensidad, a medida que aumenta la profundidad de erosión (aunque crecen a una tasa decreciente), por lo que la corriente vertical hacia el lecho del cauce y, por tanto, la erosión son cada vez mayores. Así, el foso de socavación va creciendo en esta zona de manera continua, hasta alcanzar una profundidad máxima o de equilibrio.

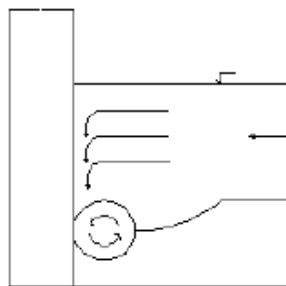


Figura 4-8. Croquis de erosión local en pilas. Crecimiento del foso de socavación.<sup>45</sup>

Una vez alcanzado el punto de equilibrio, el foso de socavación crece con dos pendientes distintas:

<sup>44</sup> Fuente: Tesis "Estudio experimental de la erosión local en pilas de puente cuadradas. Influencia de la anchura de la pila". Marina Bermúdez Badia. Argentina.

<sup>45</sup> Fuente: Tesis "Estudio experimental de la erosión local en pilas de puente cuadradas. Influencia de la anchura de la pila". Marina Bermúdez Badia. Argentina.

- En la zona de los vértices de herradura, gracias a la acción de éstos, la pendiente del foso es bastante escarpada, siendo mayor que el ángulo de reposo del sedimento.
- En la zona superior del foso, la pendiente del foso es menor que la anterior, tomando un valor muy similar al del ángulo de reposo del sedimento.

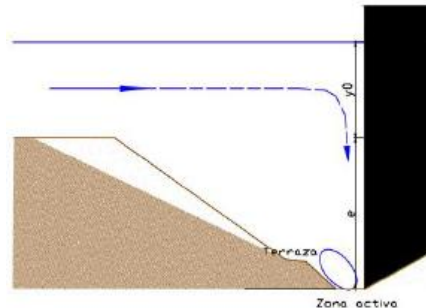


Figura 4-9. Croquis forma del foso de socavación aguas arriba de la pila.<sup>46</sup>

Por otro lado, todos estos sedimentos levantados y transportados van acumulándose aguas abajo de la pila, formando una sobreelevación del lecho del cauce. Esto se debe a la aparición de los vórtices de estela.

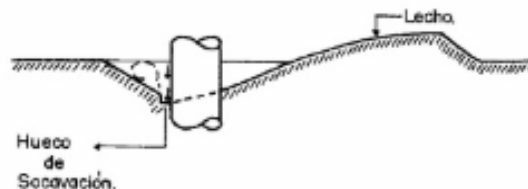


Figura 4-10. Croquis sección transversal foso socavación generado alrededor de la pila.<sup>47</sup>

### 4.3 Influencia de la erosión general

La erosión local en las pilas puede verse enfatizada o minorada como consecuencia de la erosión general del cauce, influyendo, por tanto, en el foso de socavación. Así, es posible distinguir entre:

- **EROSIÓN LOCAL SIN EROSIÓN GENERAL (EROSIÓN EN AGUAS CLARAS):** El foso se produce en ausencia de erosión general, es decir, cuando el río no tiene capacidad hidráulica suficiente como para desplazar los sedimentos del fondo, aunque los vórtices si los desplazan. En este caso, la erosión local se produce con velocidades inferiores a la velocidad crítica y se prolonga de forma continua, incrementándose con el tiempo hasta alcanzar una profundidad máxima o de equilibrio.

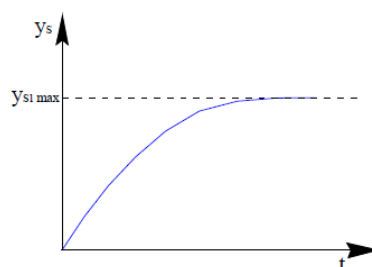


Figura 4-11. Erosión local en aguas claras. Comportamiento en el tiempo.<sup>48</sup>

<sup>46</sup> Fuente: Tesis "Estudio experimental de la erosión local en pilas de puente cuadradas. Influencia de la anchura de la pila". Marina Bermúdez Badia. Argentina.

<sup>47</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca.

<sup>48</sup> Fuente: Tesis: "El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes". Mariella Carmen Caminati Briceño. 2003. Universidad de Piura (Perú).

- **ACCIÓN CONJUNTA DE EROSIÓN LOCAL Y GENERAL (EROSIÓN EN LECHO MÓVIL):** En este caso, tanto los vórtices como el flujo tienen capacidad suficiente para desplazar los materiales del fondo, por lo que esta situación se da ante velocidades (y caudales) considerables. Dado que tienen lugar ambas erosiones al mismo tiempo, la situación de equilibrio del foso se alcanza cuando la entrada y salida de material en el mismo se compensa.

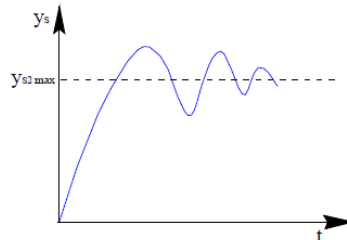


Figura 4-12. Erosión local en lecho móvil. Comportamiento en el tiempo.<sup>49</sup>

- **EROSIÓN LOCAL CON ARRASTRE INCIPIENTE DE SEDIMENTOS:** Erosión que se produce cuando la velocidad es igual a la velocidad crítica, es decir, en la situación límite entre el estado en reposo y el de inicio del movimiento. Desde el punto de vista de la magnitud del foso de socavación, es el caso más desfavorable pues, en el instante inmediatamente anterior al inicio del movimiento no se produce ningún aporte de material al foso de socavación, mientras que éste sigue creciendo.

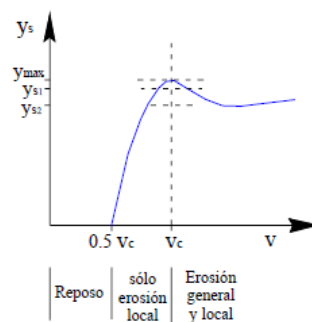


Figura 4-13. Profundidad de erosión en función de la velocidad del flujo.<sup>50</sup>

En la siguiente figura se muestra la posible evolución de la erosión en una pila durante una avenida, que recoge lo anteriormente descrito. En primer lugar, partiendo de la situación inicial (1), puede darse una erosión en aguas claras (2) y, posteriormente, un proceso erosivo en lecho vivo (3). Por último, durante la cola del hidrograma de la avenida, se puede producir un aterramiento parcial, llegando a la situación 4 de la figura.

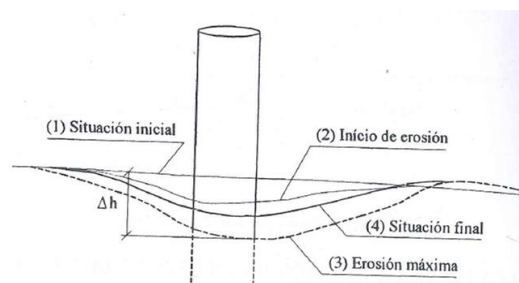


Figura 4-14. Croquis evolución de erosión local en pilas de puentes.<sup>51</sup>

<sup>49</sup> Fuente: Tesis: "El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes". Mariella Carmen Caminati Briceño. 2003. Universidad de Piura (Perú).

<sup>50</sup> Fuente: Tesis: "El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes". Mariella Carmen Caminati Briceño. 2003. Universidad de Piura (Perú).

<sup>51</sup> Fuente: Libro: "Hidráulica Fluvial. Principios y práctica". Eduardo Martínez Marín. Bellisco, Ediciones Técnicas y Científicas. 1ª Edición 2001.

#### 4.4 Factores que afectan a la erosión local en pilas de puentes

La erosión local en las pilas de los puentes depende de parámetros hidráulicos (velocidad, calado, pendiente, etc.), del tipo de material del fondo (diámetro medio, forma, etc.) y de la geometría de las pilas.

- **VELOCIDAD DEL FLUJO:** Siendo el factor más determinante en la erosión local, a mayor velocidad, mayor erosión. Tal como se ha comentado en el apartado anterior de esta memoria, la máxima profundidad de erosión se produce bajo condiciones críticas para el inicio del transporte de sedimentos, es decir, en el paso de condiciones de agua clara a condiciones de lecho móvil.

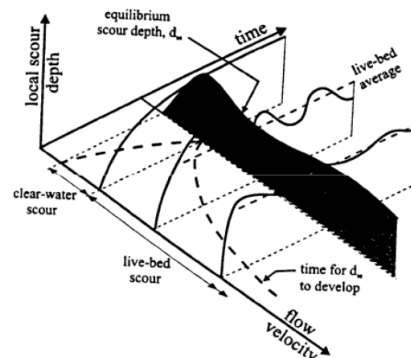


Figura 4-15. Evolución de la erosión local según el tiempo y la velocidad del flujo.<sup>52</sup>

- **CALADO:** Al igual que con la velocidad, la profundidad de erosión aumenta con la profundidad del flujo hasta alcanzar una situación de equilibrio entre la profundidad del agua ( $h$ ) y el ancho de la pila ( $a$ ), a partir de la cual desaparece esta influencia. Esto se debe a que la interacción entre el flujo que se forma frente a la pila y los vórtices de herradura (que rotan en sentido contrario) disminuye considerablemente, lo cual se estima que suele ocurrir para relaciones  $h/a = 3$ .

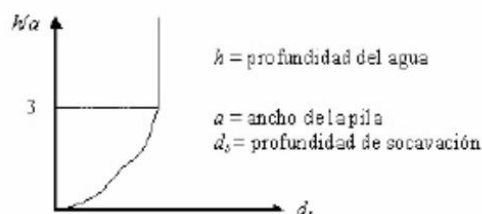


Figura 4-16. Influencia del calado en la socavación.<sup>53</sup>

- **ÁNGULO DE ATAQUE DEL FLUJO:** Factor determinante cuando se emplean pilas no circulares, provocando que la erosión dependa del ancho proyectado de la pila (el cual crece con el ángulo de ataque del flujo y la longitud de la misma).

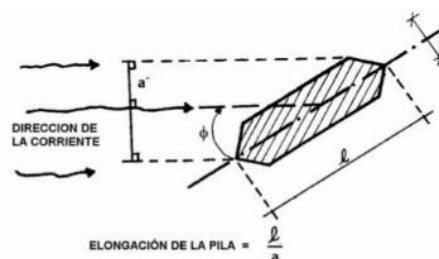


Figura 4-17. Croquis definición del ángulo de ataque del flujo.<sup>54</sup>

<sup>52</sup> Fuente: Estudio: "Nociones sobre erosión local en pilas de puentes y espigones". GITS (Sediment Transport Research Group)

<sup>53</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca.

<sup>54</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca.





- **DIMENSIONES DE LA PILA:** La profundidad de socavación aumenta a medida que crece el ancho de la pila (mayor sección de ataque), ya que, a su vez, aumenta el tamaño de los vórtices de herradura asociados al proceso de erosión. Sin embargo, algunas investigaciones indican que en pilas muy anchas se reduce la formación de los vórtices de herradura, dándose sólo vórtices de estela, por lo que desaparecería la relación anterior.

En cuanto a su longitud, ésta sólo influye si las pilas no se encuentran alineadas con el flujo, aumentando la erosión con la longitud de la pila.

- **CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DEL LECHO:** Cabe destacar la importancia de dos características del material del lecho: su tamaño y su cohesión.

En cuanto a su tamaño, en general, los sedimentos de diámetros mayores, ocasionan erosiones menores. Numerosas investigaciones han determinado que cuanto menor sea la relación entre el diámetro de la pila y el tamaño del sedimento ( $a/D_{50}$ ), menor será la profundidad de socavación. El material más grueso puede producir el acorazamiento del lecho en el entorno de la pila, disminuyendo la socavación. Sin embargo, el tamaño del sedimento no influye en la erosión para valores de  $a/D_{50} > 50$ .

Por otro lado, respecto a la cohesión del material del lecho, si bien la socavación en cauces con materiales cohesivos ha sido menos estudiada que en el caso de los lechos granulares, se ha concluido que lo que varía es la duración del proceso, siendo mayor en estos últimos.

- **GRADACIÓN DEL SEDIMENTO:** Como se puede deducir del factor anteriormente definido, en los lechos de sedimentos no uniformes ( $\sigma > 3$ ) se producen profundidades de socavación menores, debido a fenómenos de acorazamiento, que impiden la erosión para flujos lentos. Sin embargo, cuando aumenta la velocidad y se produce la rotura de la coraza, se produce la erosión del fondo.
- **ESTRATIFICACIÓN DEL SUELO:** Debido a los procesos de sedimentación producidos a lo largo del tiempo, el lecho de un cauce cualquiera puede disponer de estratos de materiales diferentes y, por tanto, con distinta resistencia a la erosión.

Así, si el material más superficial tiene poca resistencia, es de esperar que se produzcan importantes erosiones. Sin embargo, si dicho estrato tiene una alta resistencia a la erosión, se podrá disponer de cimentaciones del puente de menor alcance, ya que los problemas erosivos serán inferiores.

- **TIEMPO DE SOCAVACIÓN:** Según numerosas investigaciones, las profundidades de erosión aumentan a lo largo del tiempo hasta llegar a un máximo para condiciones críticas de transporte de sedimentos, tras el cual desciende hasta alcanzar el nivel de socavación de equilibrio.

## 4.5 Cálculo de la erosión local en pilas

### 4.5.1 Formulaciones empíricas

Dada la importancia del fenómeno, a lo largo de la historia se han desarrollado gran cantidad de métodos para determinar la erosión local alrededor de las pilas. Sin embargo, no existe ninguna metodología exacta, por lo que se tratan de formulaciones empíricas, con múltiples limitaciones (por ejemplo, ninguna es capaz de tener en cuenta el posible fenómeno de acorazamiento del lecho).

Todas las metodologías suelen tener como factor común los principales parámetros que influyen en la erosión:

- Geométricos: ángulo de ataque ( $\phi$ ), ancho de la pila ( $a$ ) y forma de la pila.
- Hidráulicos: peso específico del agua ( $\gamma_w$ ), velocidad de la corriente ( $v$ ) y tirante hidráulico frente a la pila ( $Y_n$ ).

- Características de los sedimentos: peso específico ( $\gamma_s$ ) y diámetro de las partículas ( $d$ ).

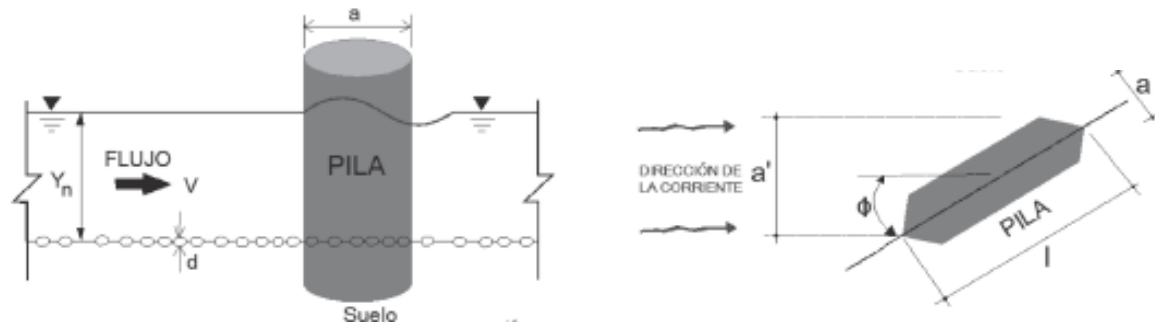


Figura 4-19. Croquis parámetros que intervienen en la erosión local en pilas.<sup>56</sup>

### MÉTODO DE LAURSEN Y TOCH (1956)

Método desarrollado en el Instituto e Investigación Hidráulica de Iowa, bajo condiciones de transporte continuo de sedimentos, y validado, posteriormente, con mediciones realizadas en el río Skunk en 1955. Método aplicable a suelos arenosos.

La ecuación general del método es la siguiente:

$$d_s = a \cdot K_f \cdot K_g \cdot K_\phi$$

Donde:

- $d_s$  es la profundidad de socavación local, medida en metros, a partir del lecho natural del cauce.
- $K_f$  es el coeficiente mediante el cual se tiene en cuenta la forma de la pila.

FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE $K_f$ DE SCHNEIBLE
<b>RECTANGULAR</b> $l/a = 4$		1.00
<b>SEMICIRCULAR</b>		0.90
<b>ELIPTICA</b> $\frac{p}{r} = \frac{2}{l}$ $\frac{p}{r} = \frac{3}{l}$		0.81
		0.75
<b>LENTICULAR</b> $\frac{p}{r} = \frac{2}{l}$ $\frac{p}{r} = \frac{3}{l}$		0.81
		0.69
FORMA DE LA NARIZ		SEGÚN TISON
<b>BISELADA</b> $l/a = 4$		0.78
<b>PERFIL HIDRODINAMICO</b> $l/a = 4$		0.75

Figura 4-20. Coeficiente  $K_f$ .<sup>57</sup>

<sup>56</sup> Fuente: Artículo "Métodos para el cálculo de la socavación local en pilas de puentes." Antonio Campa Rodríguez y Fernando Rafael Astorga Bustillos. TECNOCENCIA Chihuahua. Vol.IX, núm.1. Enero-Abril 2015.

<sup>57</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca.

- $K_g$  es el coeficiente mediante el cual se tiene en cuenta la relación entre el tirante del agua tras la erosión por contracción, en metros, ( $H_s$ ) y el ancho de la pila ( $a$ ), en metros.

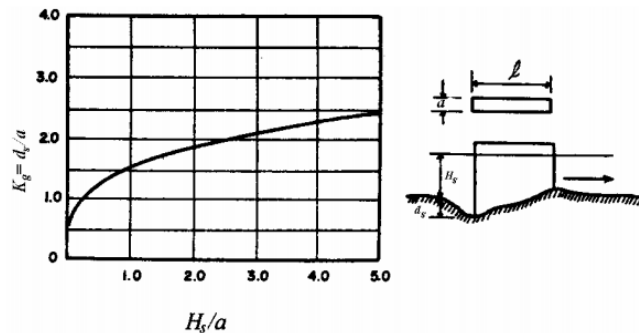


Figura 4-21. Coeficiente  $K_g$ .<sup>58</sup>

- $K_\phi$  es el coeficiente mediante el cual se tiene en cuenta el ángulo de ataque.

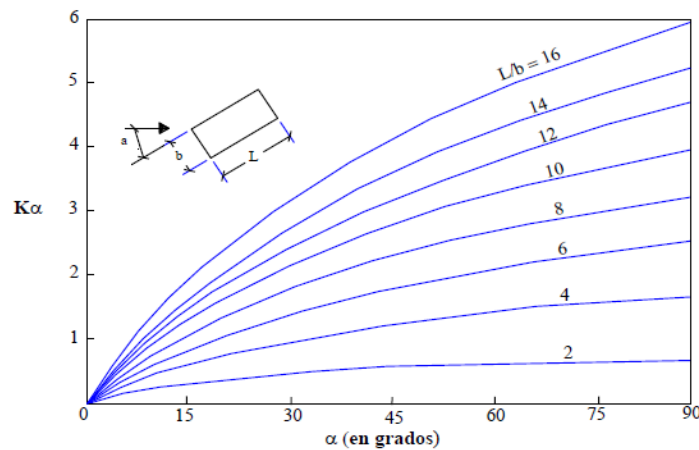


Figura 4-22. Coeficiente  $K_\phi$ .<sup>59</sup>

Si bien el uso de esta metodología es bastante extendido, no tiene en cuenta parámetros importantes como la velocidad media del flujo o las características de los sedimentos. Además, sólo es aplicable cuando existe arrastre generalizado de sedimentos y en cauces con fondos de arenas, no pudiendo aplicarse en aquellos que disponen de sedimentos muy finos, de gran cohesión.

### MÉTODO DE LARRAS (1963)

Método deducido a partir de mediciones de socavación realizadas en diversos puentes franceses. Para el desarrollo de esta metodología se tuvieron en cuenta condiciones próximas a la velocidad crítica del movimiento de sedimentos y se analizaron diferentes morfologías de pilas.

La ecuación general del método es:

$$d_s = 1,05 \cdot a^{0,75} \cdot K_f \cdot K_\phi$$

Donde:

- $d_s$  es la profundidad de socavación local.
- $K_f$  es el coeficiente mediante el cual se tiene en cuenta la forma de la pila.

<sup>58</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca.

<sup>59</sup> Fuente: Tesis: "El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes". Mariella Carmen Caminati Briceño. 2003. Universidad de Piura (Perú).

en planta	Largo/ancho de la pila	$K_f$				
		Chatou	Iowa	Tison	Escande	Venkatadri
Circular	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	
Lenticular	2.0		0.97			
	3.0		0.76			
	4.0	0.73		0.67		
	7.0			0.41		
Perfil hidrodinámico o Joukowski	4.0	0.86				
	4.1			0.76		
	4.5				0.76	
Elíptica	2.0		0.91			
	3.0		0.83			
Ojival	4.0	0.92		0.86		
Circular doble	4.0	0.95				
Oblonga	1.0		1.00			
	1.5		1.00			
	2.0		1.00			
	3.0		1.00			
	4.0	1.03		1.00		
Rectangular chaflanada	4.0			1.01		
Rectangular	0.25		1.30			
	4.0			1.40		
	4.5				1.25	
	5.3			1.40		
	9.3			1.40		
Nariz triangular a 60°						0.75
Nariz triangular a 90°						1.25
Nariz parabólica						0.56

Figura 4-23. Coeficiente  $K_f$ <sup>60</sup>

- $K_\phi$  es el coeficiente mediante el cual se tiene en cuenta el ángulo de ataque.

Forma de la pila en planta	Largo/ancho de la pila	$K_\phi$					
		0°	10°	15°	20°	30°	45°
	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Lenticular	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4.0	0.76		1.12		1.50	2.02
Perfil hidrodinámico	4.0	0.86		1.09		1.40	1.97
	4.5					1.36	
Elíptica	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.83	0.98	1.06	1.24		
Ojival	4.0	0.92		1.18		1.51	
Oblonga	2.0	1.00				1.17	
	3.0	1.00	1.02	1.13	1.24		
	4.0	1.00		1.15		1.52	
	4.5					1.60	
Rectangular	2.0	1.11		1.38		1.56	1.65
	4.0	1.11		1.72		2.17	2.43
	4.0(x)	1.11		1.99		2.94	3.28
	4.5					2.09	
	6.0	1.11		2.20		2.69	3.05
	8.0	1.11		2.23		3.03	3.64
	10.0	1.11		2.48		3.43	4.16

Figura 4-24. Coeficiente  $K_\phi$ <sup>61</sup>

Dado que sólo tiene en cuenta las características de la pila, se trata de una metodología de uso práctico. Además, tan sólo es aplicable en los casos en los que la altura del agua es superior a 30-40 veces el diámetro del sedimento y en aquellos puntos en los que se da una contracción inferior al 10 % de la sección.

<sup>60</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca.

<sup>61</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca.

**MÉTODO DE CARSTEN (1966)**

Este autor propuso la siguiente expresión para la erosión en aguas claras y con lecho móvil:

$$d_s = 0,546 \cdot a \left[ \frac{N_s - 1,25}{N_s - 5,02} \right]^{5/6}$$

$$N_s = \frac{V}{\sqrt{\Delta g D}} \quad \Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}$$

Donde:

- $d_s$ : profundidad de socavación local.
- $N_s$ : número del sedimento.
- $\Delta$ : densidad relativa (valor común de 1,65).
- $D$ : diámetro del sedimento.
- $g$ : aceleración de la gravedad.

A pesar de no especificarse para qué tipo de materiales es aplicable, esta metodología es de las pocas que tienen en cuenta las características de los sedimentos. Se limita su aplicación a pilas circulares.

**MÉTODO DE ARUNACHALAM (1967)**

Este autor propuso la siguiente expresión:

$$d_s = 1,334 \cdot q^{2/3} \left[ 1,95 \left( \frac{1,334 \cdot q^{2/3}}{a} \right)^{-\frac{1}{6}} - 1 \right]$$

Por tanto, esta metodología sólo tiene en cuenta al ancho de la pila y el caudal unitario de la corriente ( $q$ ).

**MÉTODO DE YAROSLAVTZIEV (1969)**

Método elaborado a partir de las mediciones realizadas en la antigua Unión Soviética, distinguiendo entre fondos granulares o cohesivos, por lo que supone una de las primeras investigaciones en las que se tiene en cuenta las características de los sedimentos del fondo.

**FONDOS DE MATERIALES SIN COHESIÓN**: La ecuación que rige este modelo es:

$$d_s = k_f k_\theta (e + k_h) \frac{v^2}{g} - 30d_{85}$$

Donde:

- $d_s$ : profundidad de socavación local.
- $k_f$ : coeficiente de forma:

Forma del pilar	$k_f$
Rectangulares con aristas rectas	12.4
Circulares	10
Pilares rectangulares con aristas redondeadas	$k_f = 8.5 + 1.5 \sin \alpha^*$

\* hasta  $\alpha = 30^\circ$ , sufriendo variaciones cuando existen zapatas y pilotes protuberantes en el fondo.

Figura 4-25. Coeficiente  $K_f$ .<sup>62</sup>

<sup>62</sup> Fuente: Tesis: "El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes". Mariella Carmen Caminati Briceño. 2003. Universidad de Piura (Perú).

- $k_\theta$ : coeficiente para el ángulo de incidencia:

$$\log k_\theta = -0.28 \left( \frac{v^2}{gb_1} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Siendo  $b_1$  a proyección del ancho del pilar sobre un plano perpendicular a la dirección de la corriente.

- $e$ : coeficiente de corrección función de la ubicación de la pila.

Localización del pilar	e
Cauce principal	0.6
Cauce de avenidas	1.0

Figura 4-26. Coeficiente de corrección  $e$ .<sup>63</sup>

- $k_H$ : coeficiente que tiene en cuenta el calado aguas arriba de la pila, tras la erosión general. Se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\log k_H = 0,17 - 0,35 \frac{y_n}{b_1}$$

- $v$ : velocidad media del flujo aguas arriba de la pila, tras la erosión general.
- $d_{85}$ : diámetro característico que indica que el 85% del peso de los sedimentos lo constituyen partículas de diámetro menores a él. Este término no se suele tener en cuenta cuando el diámetro de las partículas es inferior a 0,5 cm.

Yaroslavtziev advierte que, en el caso de suelos granulares, la formulación puede conllevar los siguientes errores:

- cuando  $Y_n/a < 2$  y la pila esté desviada respecto a la corriente
- cuando  $Y_n/a < 1,5$ , esté o no desviada.

**FONDOS COHESIVOS:** Para este caso se emplea la misma ecuación, empleándose el diámetro equivalente ( $d_{e85}$ ) que produciría la misma socavación en un lecho formado por sedimentos granulares.

Peso volumétrico de material seco en ton/m <sup>3</sup>	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares $d_{e85}$ (cm)		
	Arcillas y suelos altamente plásticos	Suelos medianamente plásticos	Suelos de aluvión y arcillas margosas
1.2	1.0	0.5	0.5
1.2 – 1.6	4	2	2.0
1.6 – 2.0	8	8	3.0
2.0 – 2.5	10	10	6.0

Figura 4-27. Diámetros equivalentes para fondos cohesivos.<sup>64</sup>

Es muy probable que, durante las avenidas, en este tipo de lechos, no se llegue a alcanzar la profundidad máxima de socavación, pues la degradación es más lenta que en suelos granulares.

<sup>63</sup> Fuente: Tesis: "El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes". Mariella Carmen Caminati Briceño. 2003. Universidad de Piura (Perú).

<sup>64</sup> Fuente: Tesis: "El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes". Mariella Carmen Caminati Briceño. 2003. Universidad de Piura (Perú).

### **MÉTODO DE MELVILLE Y SUTHERLAND (1988)**

Método elaborado en la Universidad de Auckland (Nueva Zelanda) a partir de ensayos de laboratorio y basado en la máxima erosión posible en una pila cilíndrica (cuyo valor es  $2,4a$ ). Según éste método, esta profundidad se ve reducida debido a condiciones de agua clara, posibilidad de acorazamiento, profundidades pequeñas del agua, tamaño del sedimento, forma y alineamiento de la pila.

La ecuación que rige este modelo es:

$$d_s = a \cdot K_i \cdot K_h \cdot K_D \cdot K_\sigma \cdot K_s \cdot K_\phi$$

Donde:

- $d_s$ : profundidad de socavación local.
- $a$ : ancho de la pila.
- $K_i$ : coeficiente de corrección por la intensidad del flujo.

$$K_i = 1 \quad \text{si } V > V_a$$

$$K_i = \frac{V - (V_a - V_c)}{V_c} \quad \text{si } V < V_a$$

Siendo  $V_a$  la velocidad por encima de la cual no se produce acorazamiento del lecho del cauce y  $V_c$  a velocidad crítica de erosión del flujo.

- $K_h$ : coeficiente de corrección por la profundidad del flujo.

$$K_h = 1 \quad \text{si } h/a > 2,6$$

$$K_h = 0,78 \left( \frac{h}{a} \right)^{0,255} \quad \text{si } h/a < 2,6$$

- $K_D$ : coeficiente de corrección por el tamaño del sedimento.

$$K_D = 1 \quad \text{si } a/D_{50} > 25$$

$$K_D = 0,57 \log \left( 2,24 \frac{a}{D_{50}} \right) \quad \text{si } a/D_{50} < 25$$

- $K_\sigma$ : coeficiente de corrección por la gradación del sedimento. Según recomendaciones del autor,  $K_\sigma = 1$  para suelos bien graduados.
- $K_s$ : coeficiente de corrección por la forma de la pila.

Forma en planta de la pila	Longitud / ancho	$K_s$
Lenticular	2.0	0.97
	3.0	0.76
	4.0	0.67 a 0.73
	7.0	0.41
Elíptica	2.0	0.91
	3.0	0.83
Perfil Joukowski	4.0	0.86
	4.1	0.76
Rectangular	2.0	1.11
	4.0	1.11 a 1.40
	6.0	1.11

Figura 4-28. Coeficiente  $K_s$ .<sup>65</sup>

<sup>65</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca.



- $K_\phi$ : coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo. ( $K_\phi = K_f = 1$  para pilas cilíndricas).

$$K_\phi = 9,6 - 8,6 \left( 1 + \frac{\alpha}{90^\circ} \right)^{0,11(1-L/b)}$$

### **MÉTODO DE FROELICH (1991)**

Método empleado por el programa Hec-Ras como una alternativa a la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado, que se analizará posteriormente.

La ecuación que rige este modelo es:

$$d_s = 0,32 \cdot K_f \cdot (a')^{0,62} \cdot h^{0,47} \cdot F_r^{0,22} \cdot D_{50}^{-0,09} + a$$

Donde:

- $d_s$ : profundidad de socavación local.
- $K_f$ : coeficiente de corrección por la forma de la pila.

Forma de la pila	$K_f$
Punta cuadrada	1.3
Pila con punta circular	1.0
Pila con punta aguda o triangular	0.7

Figura 4-29. Coeficiente  $K_f$ .<sup>66</sup>

- $a'$ : ancho proyectado de la pila (función del ángulo de ataque).
- $h$ : profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila
- $Fr$ : número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila
- $D_{50}$ : diámetro de la partícula del fondo del cauce
- $a$ : ancho de la pila.

### **MÉTODO DE LA UNIVERSIDAD ESTATAL DE COLORADO, CSU (1991)**

Método desarrollado, por Richardson, a partir del análisis dimensional en laboratorio de los parámetros que influyen en la erosión. Empleado por el programa Hec-Ras y de aplicación tanto para el caso de aguas claras, como el de lecho móvil.

Este método es uno de los pocos que tienen en cuenta la influencia del acorazamiento del lecho en la erosión local en pilas.

La ecuación que rige este modelo es:

$$d_s = 2 \cdot K_f \cdot K_\phi \cdot K_c \cdot K_a \left( \frac{a}{h} \right)^{0,65} \cdot F_r^{0,43} \cdot h$$

Donde:

- $d_s$ : profundidad de socavación local.
- $K_f$ : coeficiente de corrección por la forma de la pila. Cuando el ángulo de ataque es menor que  $5^\circ$ , este coeficiente toma los siguientes valores:

<sup>66</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca.

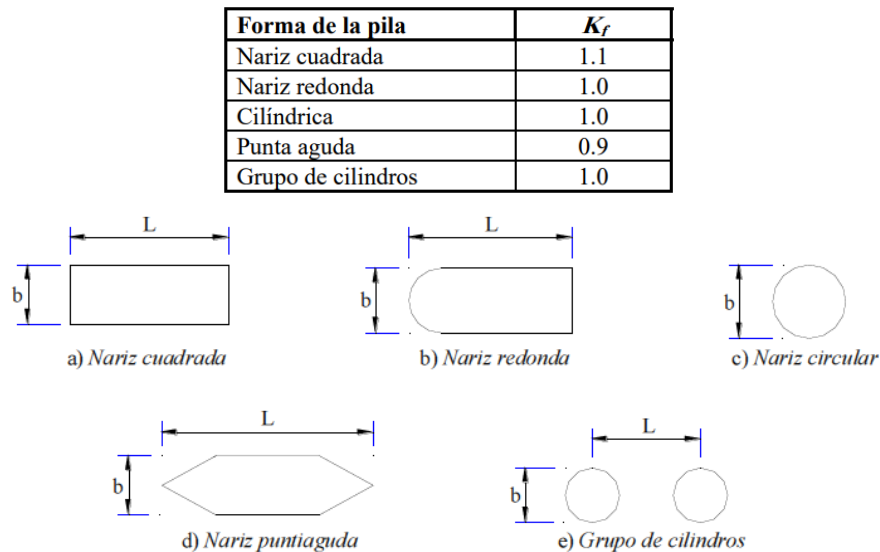


Figura 4-30. Superior: Coeficiente  $K_f$ . Inferior: formas de pilas más empleadas método.<sup>67</sup>

En el caso contrario,  $K_\phi$  tiene una mayor influencia, por lo que  $K_f = 1$ . Este coeficiente debe usarse únicamente cuando las condiciones del flujo influyen sobre toda la longitud de la pila, pues el factor de corrección podría ser menor en otros casos.

- $K_\phi$ : coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo.

Ángulo de ataque	$l/a = 4$	$l/a = 8$	$l/a = 12$
0°	1.0	1.00	1.0
15°	1.5	2.00	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.30	4.3
90°	2.5	3.90	5.0

Figura 4-31. Coeficiente  $K_\phi$ .<sup>68</sup>

- $K_c$ : coeficiente de corrección por la forma del lecho. Generalmente,  $K_c = 1.1$ , considerando que el lecho tiende a ser plano durante crecientes.

Condición del lecho	Altura de la duna $H$ [pies]	$K_c$
Socavación en agua clara	N/A	1.1
Lecho plano y antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$2 < H < 10$	1.1
Dunas mediana	$10 < H < 30$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 30$	1.3

Figura 4-32. Coeficiente  $K_c$ .<sup>69</sup>

- $K_a$ : coeficiente de corrección por el acorazamiento del lecho. Disminuye la profundidad de erosión debido al acorazamiento, cuando el lecho está formado por materiales con  $D_{50}$  mayor o igual que 2 mm o  $D_{95}$  mayor o igual que 20 mm. El valor de este coeficiente está limitado a 0,7.

$D_{50} < 2 \text{ mm}$ o $D_{95} < 20 \text{ mm}$	$K_a = 1.0$
$D_{50} \geq 2 \text{ mm}$ y $D_{95} \geq 20 \text{ mm}$	$K_a = 0.4(V_R)^{0.15}$

Figura 4-33. Coeficiente  $K_a$ .<sup>70</sup>

<sup>67</sup> Fuente: SUPERIOR: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca. INFERIOR: Tesis: "El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes". Mariella Carmen Caminati Briceño. 2003. Universidad de Piura (Perú).

<sup>68</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca

<sup>69</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca.

<sup>70</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca

- a: ancho de la pila.
- h: profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila
- Fr: número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila

Dado que la ecuación del método se ha obtenido a partir de la envolvente de los distintos ensayos realizados, su uso conlleva unos resultados bastante conservadores.

### **FORMULACIÓN EUROPEA (1997)**

La formulación europea fue desarrollada por Melville en 1997. Esta formulación se basa en relaciones empíricas, con varios términos K, que representan los efectos en la erosión del flujo y que son obtenidos de curvas desarrolladas a partir de datos existentes de pilas y estribos.

Según esta formulación, en equilibrio, la profundidad de erosión local en un puente puede ser descrita por:

$$d_s = K_{yb} \cdot K_I \cdot K_d \cdot K_s \cdot K_\theta \cdot K_G$$

Donde estos parámetros hacen referencia a:

- ds: profundidad de socavación local.
- $K_{yb}$ : coeficiente función del tamaño de la profundidad de la pila. Se identifican tres tipos de pilas dependiendo de su longitud: cortas, intermedios o largas ( $y$ =calado)

$$\text{Pilas cortas: } K_{yb} = 2.4 a \quad \text{si } a/y < 0.7$$

$$\text{Pilas intermedias: } K_{yb} = 2.4 \sqrt{ay} \quad \text{si } 0.7 < a/y < 5$$

$$\text{Pilas largas: } K_{yb} = 4.5y \quad \text{si } a/y > 5$$

- $K_I$ : coeficiente que tiene en cuenta la intensidad del flujo (incluye efectos de gradación de sedimentos y de la velocidad el flujo).

$$\text{Para condiciones de lecho vivo } (V/V_c > 1), K_I = 1$$

$$\text{Para condiciones de aguas claras } (V/V_c < 1), K_I = V/V_c$$

- $K_d$ : coeficiente referente al tamaño de sedimento

$$K_d = 1 \quad \text{si } a/d_{50} > 25$$

$$K_d = 0.57 \log \left( \frac{2.24a}{d_{50}} \right) \quad \text{si } a/d_{50} \leq 25$$

- $K_s$ : coeficiente relacionado con la forma de la pila

Foundation type	Shape	$K_s$
Pier (Pila)	Circular cylinder	1,0
	Round nosed	1,0
	Squared nosed	1,1
	Sharp nosed	0,9

Figura 4-34. Coeficiente  $K_s$ <sup>71</sup>

<sup>71</sup> Fuente: Estudio: "Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera". Anejo B.4 – Estudio Morfodinámico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015

- $K_\theta$ : coeficiente que tiene en cuenta la alineación de la pila respecto al flujo

Foundation type		$K_\theta(^{\circ})$							
		$\theta = 0$	15	30	45	60	90	120	150
Pier	1/b=4	1,00	1,50	2,00	2,30	-	2,50	-	-
	8	1,00	2,00	2,75	3,30	-	3,90	-	-
	12	1,00	2,50	3,50	4,30	-	5,00	-	-

Figura 4-35. Coeficiente  $K_\theta$ .<sup>72</sup>

- $K_G$ : coeficiente para la geometría del canal.

$$K_G = \sqrt{1 - \frac{L^*}{L} \left( 1 - \left( \frac{y^*}{y} \right)^{\frac{5}{3}} \frac{n}{n^*} \right)}$$

Donde  $L^*$  es el ancho del cauce inundado,  $y^*$  es la profundidad en el cauce inundado y  $n, n^*$  son los coeficientes de rugosidad para el cauce principal y el inundado.

#### 4.5.2 Modelos hidráulicos unidimensionales: HEC-RAS

Los modelos numéricos unidimensionales han tenido una gran aplicación en la predicción de la superficie del agua alrededor de las estructuras, como los softwares HEC2, Hec-Ras, ISIS y MIKE11.

Hec-Ras (Sistema de Análisis de Ríos del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos) es un software que permite realizar:

- cálculos hidráulicos de flujo estable unidimensional,
- cálculos hidráulicos fluviales de flujo inestable de una y dos dimensiones,
- modelos de lecho móvil de transporte de sedimentos,
- análisis de temperatura del agua y
- modelización generalizada de la calidad del agua.

La primera versión de Hec-Ras (Hec-Ras 1.0) se lanzó en julio de 1995 y, desde entonces, ha ido evolucionando hasta la actual versión 5.0, lanzada en el año 2015.

Hec-Ras permite el cálculo de la socavación en los puentes, obteniendo el valor de la erosión por contracción y la erosión local en pilas y estribos. Cabe destacar que actualmente Hec-Ras no permite realizar el cálculo de la erosión a largo plazo.

Para ello, en primer lugar, debe activarse la opción de distribución de flujo en Hec-Ras, la cual permite una salida adicional de resultados en la que se muestra la distribución del flujo para múltiples subdivisiones del cauce. Mediante esta opción se obtiene el porcentaje de flujo, el área de flujo, el perímetro mojado, la tasa de transporte, la profundidad hidráulica y la velocidad media de cada subdivisión.

Una vez que se ha activado esta opción, deben rehacerse los cálculos del perfil, de forma que la salida de la distribución de flujo quede incluida en el archivo de salida.

Así, tras realizar de nuevo dichos cálculos, puede calcularse la erosión producida en el entorno del puente a través de la ventana “*Hydraulic Design Functions*” y seleccionando la función “*Scour at Bridges*”.

<sup>72</sup> Fuente: Estudio: “Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera”. Anejo B.4 – Estudio Morfodinámico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015

Al abrir dicha función, automáticamente el programa irá al archivo de salida obtenido anteriormente y obtendrá los resultados obtenidos en la sección de aproximación, en la sección justo arriba del puente y en las secciones dentro del puente.

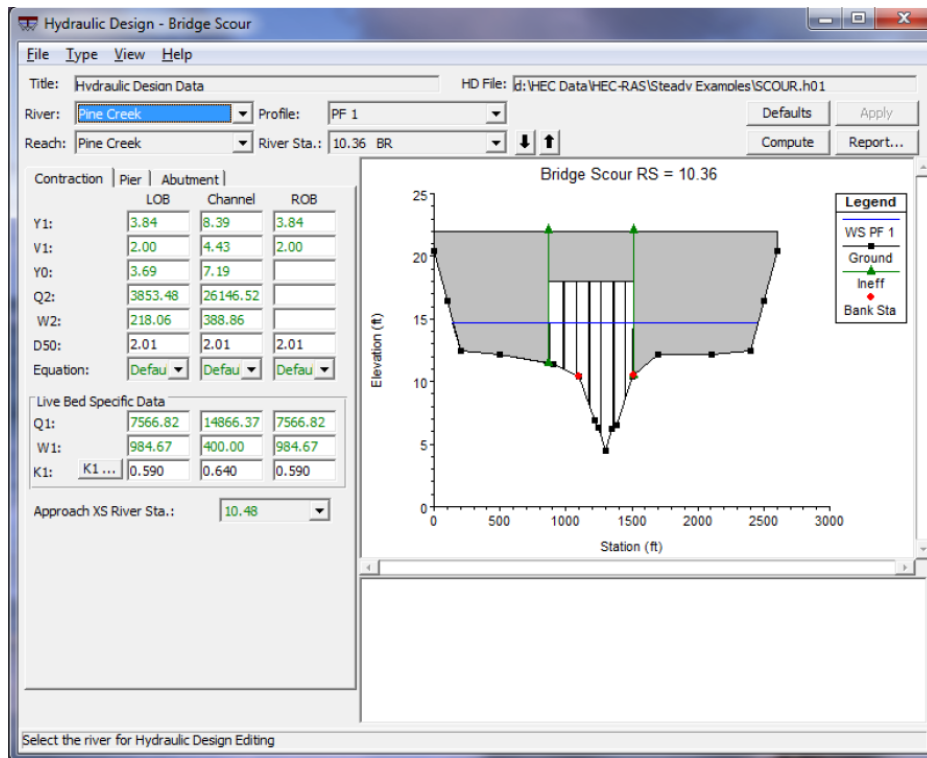


Figura 4-36. Función "Scour at Bridges" de Hec-Ras.<sup>73</sup>

Como se muestra en la Figura 4-34, la función "Scour at Bridges" contiene los datos de entrada, un gráfico y una ventana de resultados, debiendo introducirse un número de datos mínimo para completar los datos y proceder al cálculo de la erosión.

- Erosión por contracción: Hec-Ras emplea las ecuaciones de Laursen (Laursen, 1963) o de cama viva (Laursen, 1960) para la estimación de esta tipología de erosión. Para su cálculo, tan sólo es necesario introducir el valor del  $D_{50}$  y la temperatura del agua (para calcular el factor  $K1$ ), pues el resto de valores se obtienen automáticamente del archivo de salida Hec-Ras obtenido previamente.
- Erosión local en las pilas: Hec-Ras emplea la ecuación de la Universidad del Estado de Colorado (CSU) (Richardson, et al, 1990) para la estimación de esta tipología de erosión. Tan sólo es necesario introducir la forma de la pila ( $K1$ ), el ángulo de ataque del flujo respecto a las pilas, la condición del lecho ( $K3$ ) y el valor del tamaño  $D_{95}$ , pues el resto de valores se obtienen automáticamente del archivo de salida Hec-Ras obtenido previamente.
- Erosión local en los estribos: Hec-Ras emplea la ecuación HIRE (Richardson, 1990) o la ecuación de Froehlich (Froehlich, 1989).

Una vez que se introducen todos los datos necesarios para cada tipología de erosión, se actualiza el gráfico de la sección transversal del puente, reflejando el alcance de la erosión total calculada. Además se obtiene un informe en el que quedan recogidos tanto el gráfico como los datos de entrada, cálculos y resultados finales.

<sup>73</sup> Fuente: Manual del software Hec-Ras.

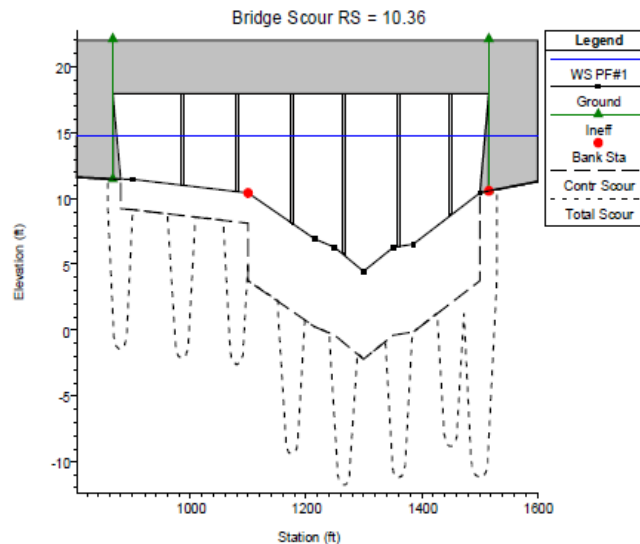


Figura 4-37. Gráfico obtenido tras el cálculo de la erosión en puentes.<sup>74</sup>

En la actualidad, la utilización de los modelos numéricos unidimensionales para la determinación de las características del flujo no es la mejor opción, ya que no son capaces de analizar los patrones de flujo tan complicados que surgen alrededor de las estructuras. Sin embargo, siguen siendo una de las herramientas principales en la ingeniería de ríos, pues aportan valores aproximados, del lado de la seguridad.

#### 4.5.3 Modelos hidráulicos bidimensionales

Los modelos hidráulicos bidimensionales no serán analizados con detalle en este trabajo, ya que no suponen una mejora de cálculo respecto a los unidimensionales de cara a la estimación de la erosión local en pilas. Efectivamente, el salto cualitativo se produce en los modelos 3D, los cuales permiten un estudio de detalle del fenómeno y del foso de socavación generado.

#### 4.5.4 Modelos hidráulicos tridimensionales

Los modelos computacionales, en comparación con la utilización de modelos físicos, son de reciente aplicación en el mundo del transporte de sedimentos en ríos.

El Centro Nacional de Hidrociencia e Ingeniería Computacional (NCCHE) de la Universidad de Mississippi ha desarrollado, en los últimos 20 años, modelos numéricos unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales, con el fin de estudiar los comportamientos de las aguas superficiales. La creación de dichos modelos ha sido financiada principalmente por el Servicio de Investigación Agrícola del USDA y por el Departamento de Seguridad Nacional, Ciencia y Tecnología Directoate.

En general, los modelos 1D se han empleado desde la mitad de la década de los 80. Los modelos 2D han sido desarrollados y utilizados desde el inicio de la década de los 90, resolviendo las ecuaciones de continuidad de profundidad media y las de Navier-Stokes, junto con la ecuación de balance de masa de sedimentos. Por último, los modelos 3D, de recién aplicación, resuelven las ecuaciones de continuidad y de Navier Stokes, junto con las de balance de masa de sedimentos, mediante la aplicación de métodos de diferencias finitas.

El Centro Nacional de Hidrociencia e Ingeniería Computacional ha desarrollado, en concreto, el software CCHE3D. Éste es un modelo tridimensional que puede emplearse en el estudio de flujos turbulentos en superficie libre, permitiendo simular el transporte de sedimentos y la calidad de las aguas, mediante la resolución de las ecuaciones Reynolds a través de mallas de elementos finitos. Por tanto, CCHE3D supone un

<sup>74</sup> Fuente: Manual del software Hec-Ras.

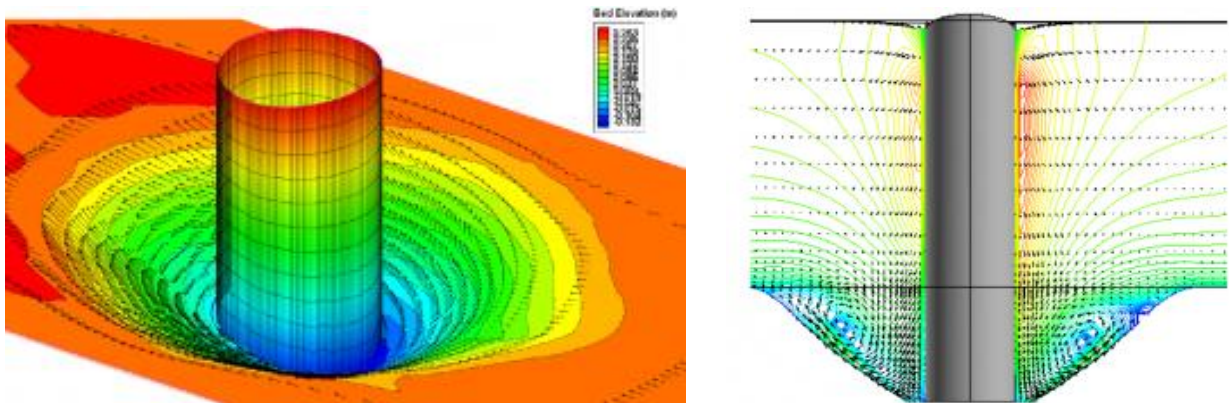
software de simulación tridimensional aplicable en la simulación de ríos, lagos, embalses, estuarios, etc.

CCHE3D permite el estudio de:

- Flujos de superficie libre con dominios computacionales irregulares.
- Flujos sub-críticos y super críticos.
- Flujos constantes e inestables.
- Múltiples esquemas de turbulencia (gran aplicación en investigación e ingeniería).
- Presión dinámica.
- Transporte de contaminantes.
- Procesos de calidad del agua.
- Transporte de sedimentos no uniforme.
- Erosión local.
- Cambios morfológicos.
- Estratificación térmica y salinidad.
- Capacidad del terreno en estado de humedad y estado seco.
- Efecto de arrastre de vegetación.
- Efecto del viento forzando.

Como se ha mencionado, este modelo se basa en la resolución de problemas de elementos finitos, empleando el método de Galerkin. Así, tanto la presión hidrostática como la dinámica del flujo pueden simularse en función de la tipología y naturaleza del problema en cuestión, empleando rejillas o mallas escalonadas.

CCHE3D permite realizar estudios de erosión local debidas a los flujos turbulentos generados alrededor de una estructura hidráulica. Para ello, se realizan simulaciones en las que la capacidad de arrastre están relacionadas con la vorticidad, la energía de turbulencia, el flujo descendente y la cizalladura por fricción del flujo; de forma que el modelo es capaz de simular, las características del campo de flujo y el mecanismo de transporte de sedimentos en el agujero de socavación.



*Figuras 4-38. Estudio de erosión en pilas mediante CCHE3D.<sup>75</sup>*

Sin embargo, estos modelos se encuentran actualmente en desarrollo, habiéndose aplicado a casos muy específicos, por lo que aún necesitan un periodo de calibración para poder tener un uso extendido en el mundo de la ingeniería fluvial.

#### **4.5.5 Modelos físicos: Ensayos de laboratorio**

A pesar de no ser tan frecuentes actualmente, pueden encontrarse abundantes estudios hidráulicos relacionados con puentes mediante la utilización de modelos reducidos, empleados especialmente en la fase de planificación

<sup>75</sup> Fuente: Página oficial de Computational Hydro-engineering Technology. ([www.comphydrotech.com](http://www.comphydrotech.com))



y con el fin de estudiar medidas de protección en la fase de proyecto.

Los modelos físicos se desarrollan principalmente en piscinas o canales hidráulicos, siendo muy importante la determinación de la posición de las estructuras para reproducir las condiciones hidráulicas del río.



Figura 4-39. Izquierda: Canal hidráulico para ensayos en laboratorio. Derecha: montaje del modelo para ensayo de erosión local en pilas de puentes<sup>76</sup>

Mediante la utilización de sondas se mide la distancia al suelo y, tomando el valor de referencia antes de iniciar el ensayo, se obtiene la erosión local y su evolución temporal.



Figuras 4-40. Izquierda: Sonda para medición. Derecha: Foso de socavación.<sup>77</sup>

Previamente a la construcción del modelo físico, es necesario realizar un análisis de las variables influyentes en el problema, de modo que éste quede completamente definido en función de relaciones adimensionales entre las mismas. Así, es normal realizar un análisis previo en el que se emplee el teorema  $\pi$  de Buckingham, el cual establece que “*dada una relación física expresable mediante una ecuación en la que están involucradas  $n$  magnitudes físicas o variables, y si dichas variables se expresan en términos de  $k$  cantidades físicas dimensionalmente independientes, entonces la ecuación original puede escribirse equivalentemente como una ecuación con una serie de  $n-k$  números adimensionales construidos con las variables originales*”<sup>78</sup>.

La erosión local en las pilas de los puentes, como se ha analizado previamente, puede expresarse como una función de las siguientes variables:

$$d_s = f(\rho, \mu, U, h, g, d, U_c, B)$$

<sup>76</sup> Fuente: IZQUIERDA: Trabajo Fin de Máster: “Influencia de la contracción y de los cambios de rigidez del lecho en las condiciones críticas de inicio del movimiento aguas abajo de puentes sobre cauces”. Beatriz Nácher Rodríguez. Septiembre 2012. Valencia. DERECHA: Tesis “Estudio experimental de la erosión local en pilas de puente cuadradas. Influencia de la anchura de la pila”. Marina Bermúdez Badia. Argentina.

<sup>77</sup> Fuente: Tesis “Estudio experimental de la erosión local en pilas de puente cuadradas. Influencia de la anchura de la pila”. Marina Bermúdez Badia. Argentina.

<sup>78</sup> Fuente: Wikipedia.



Donde,  $\rho$ : densidad del fluido,  $\mu$ : viscosidad dinámica,  $U$ : velocidad media,  $h$ : tirante,  $g$ : aceleración de la gravedad,  $d$ : diámetro del material,  $U_c$ : velocidad crítica de inicio de movimiento,  $B$ : longitud característica de la pila.

Tomando la densidad, la velocidad media y el tirante como variables principales y aplicando el análisis adimensional, la expresión anterior puede formularse como:

$$\frac{d_s}{h} = f' \left( \frac{U}{U_c}, \frac{U^2}{g h}, \frac{B}{h}, \frac{h}{d}, \frac{U h}{\nu} \right)$$

Si se cumple que la escala de longitudes no se distorsiona, la relación  $h/d$  es suficientemente grande y el flujo alrededor de la pila es totalmente turbulento (se desprecian los efectos viscosos), hay dos posibles criterios de similitud: uno correspondiente al número de Froude y el otro al estado de movilidad de las partículas.

Por un lado, la semejanza hidrodinámica, la cual deberá respetarse al tratarse de un fenómeno producido por un flujo complejo de carácter tridimensional, estará garantizada por la igualdad del número de Froude entre la realidad y el modelo.

En cuanto al arrastre de sedimentos, la semejanza entre realidad y modelo requerirá la igualdad del parámetro de Shields en ambas situaciones, el cual depende del peso específico del material del lecho.

$$\bar{\tau} = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D}$$

Es importante tener en cuenta que el estudio de lechos granulares, con diámetros pequeños, se encuentra limitado, ya que se ve fuertemente influenciado por la cohesión. Así, para su modelado se debe distorsionar la granulometría del lecho, por lo que la verificación del criterio de semejanza a la movilidad de las partículas resulta imposible y no puede cumplirse de forma simultáneamente los dos criterios de semejanza.

Por tanto, en la mayoría de los casos, bastará con respetar el criterio de semejanza hidrodinámica, ya que es la causa de que se desarrolle el proceso erosivo alrededor de las pilas y es relativamente sencillo controlar y garantizar que dicho criterio se mantiene.

Destacar que, para que las condiciones de contorno no afecten a la evolución de la erosión, las dimensiones de las pilas deben ser, como mínimo, del 10% del ancho del canal de simulación.

Por último, se deben tener en cuenta las escalas verticales, ya que se trata de un fenómeno de carácter tridimensional. Si las escalas verticales no coincidieran con las horizontales, se distorsionarían los vectores de velocidad y las componentes de aceleraciones, por lo que no se cumplirían con las semejanza geométrica, ni cinemática, ni dinámica, no reproduciéndose entonces el fenómeno que se pretende estudiar.

A pesar de las dificultades mencionadas, cabe destacar que la mayoría de las formulaciones desarrolladas para el cálculo de la erosión local máxima se han basado en los resultados obtenidos de modelos físicos, los cuales tienen asociados efectos de escala.

#### 4.5.6 Comparativa entre las diferentes metodologías

A continuación se realizará una comparativa entre las distintas metodologías desarrolladas.

- I. Las **formulaciones empíricas** se han desarrollado a partir de ensayos en laboratorio, bajo unas condiciones muy concretas (quizás algún factor influyente no se ha tenido en cuenta en el ensayo), por lo que realizar una extrapolación para cualquier situación es peligroso y, por tanto, dichas metodologías no terminan de ajustarse a la realidad.

MÉTODO	CONDICIONES	VENTAJAS	DESVENTAJAS
LAURSEN Y TOCH	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Condiciones de flujo subcrítico, números de Froude pequeño (<math>&lt; 0,5</math>).</li> <li>- Para arrastre generalizado de sedimentos.</li> <li>- Sólo para arenas (inaplicable para sedimentos muy finos, de gran cohesión).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Es uno de los primeros métodos que considera las características de las pilas (geometría y orientación).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- No tiene en cuenta las características de los sedimentos del lecho.</li> <li>- Concluye que no existe influencia de la velocidad del flujo y del diámetro de los sedimentos.</li> </ul>
LARRAS	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Independiente del diámetro del sedimento y del tirante.</li> <li>- Aplicable sólo para calados 30-40 veces mayores al diámetro del sedimento y a secciones con menos del 10 % de contracción.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- De uso práctico, que permite un cálculo rápido y sencillo.</li> <li>- Tiene en cuenta la forma de las pilas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La erosión depende únicamente de las características de las pilas (resultados conservadores).</li> </ul>
CARSTEN	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pilas circulares.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tiene en cuenta el diámetro del sedimento.</li> <li>- Considera los casos de aporte de sedimentos al foso de socavación y el caso sin dicho aporte.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- No considera ángulo de incidencia del flujo (sólo pilas circulares).</li> <li>- No considera la existencia de una profundidad de equilibrio en ausencia de aporte de sedimentos.</li> </ul>
ARUNA- CHALAM		<ul style="list-style-type: none"> <li>- De fácil aplicación.</li> <li>- Sólo tiene en cuenta el ancho de la pila y el caudal unitario del flujo.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- No considera el tirante ni el ángulo de aplicación de la corriente.</li> <li>- No especifica el rango de regímenes de aplicación, ni de características de los sedimentos.</li> </ul>
YAROS- LAVTZIEV	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Considera el diámetro del sedimento como su <math>D_{85}</math>.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Considera las diferencias entresuelo cohesivo y no cohesivo.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Para suelos cohesivos, es difícil alcanzar realmente la profundidad de socavación obtenida en este método.</li> <li>- Posibles errores cuando <math>Yn/a &lt; 2</math> y la pila esté desviada respecto a la corriente; y cuando <math>Yn/a &lt; 1,5</math></li> </ul>
MELVILLE Y SUTHERLAND		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tiene en cuenta el acorazamiento del fondo y el diámetro de los sedimentos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Se desconoce el rango de validez del método.</li> </ul>
FROEHLICH		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tiene en cuenta el diámetro de los sedimentos, las propiedades hidráulicas y las geométricas de la pila.</li> </ul>	

MÉTODO	CONDICIONES	VENTAJAS	DESVENTAJAS
UNIVERSIDAD ESTATAL DE COLORADO	<ul style="list-style-type: none"> <li>- El valor de <math>a</math> empleado debe ser el del ancho de la pila cerca del fondo, tras tener en cuenta la erosión a largo plazo y la de contracción del cauce.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tiene en cuenta el acorazamiento del fondo (sólo cuando <math>D_{50} &gt; 60</math> mm) y la rugosidad general del cauce.</li> <li>- Es uno de los métodos más completos.</li> <li>- Se basa en una curva envolvente de eventos de máxima socavación, por lo que da resultados conservadores.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Para pilares de grandes dimensiones (<math>a</math>), se obtienen valores muy superiores a los reales.</li> </ul>
EUROPEA	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Solo para puentes donde los efectos de la contracción son significantes.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Se basa en una curva envolvente de datos existentes de pilas, por lo que da resultados conservadores.</li> <li>- Tiene en cuenta la intensidad del flujo y la geometría del cauce.</li> </ul>	

Figuras 4-41. Comparativa de formulaciones empíricas.<sup>79</sup>

Las formulaciones analizadas se refieren únicamente a la erosión máxima final o de equilibrio, en condiciones de régimen hidráulico permanente en el tiempo (de tipo lento, en ríos de poca pendiente) y con lechos granulares.

En general, se obtienen resultados muy conservadores, con gran discrepancia entre los diferentes métodos (puede darse una diferencia equivalente a un factor multiplicativo de 8). Dicha diferencia se debe, principalmente, a la discusión que se sigue teniendo hoy en día sobre los factores que realmente influyen en la erosión.

Los parámetros más empleados en estos métodos son los referentes a la geometría de las pilas (dimensiones transversales al flujo de la pila, teniendo en cuenta así el ángulo de incidencia del flujo), seguidos de los hidráulicos (velocidad del flujo) y, por último, de las características de los materiales del fondo (granulometría).

A pesar de que la mayoría de los métodos tienen en cuenta las características de los materiales del fondo a través del diámetro representativo de los mismos, tan sólo una metodología diferencia entre suelo cohesivo y no cohesivo, consiguiendo una formulación más fiel a la realidad. Sin embargo, Yaroslavtziev hace hincapié en que, para suelos cohesivos, es improbable que se alcance la profundidad de erosión obtenida en el cálculo durante el tiempo que dura la avenida, pues un suelo cohesivo tarda más en comenzar a erosionar que un suelo arenoso.

- II. Los **modelos hidráulicos unidimensionales** únicamente se limitan a la aplicación de formulaciones empíricas, si bien permiten obtener los parámetros hidráulicos de forma más exhaustiva. Además, estos modelos no son capaces de analizar los patrones de flujo tan complicados que surgen alrededor de las estructuras.

<sup>79</sup> Fuente: (i) Artículo "Métodos para el cálculo de la socavación local en pilas de puentes." Antonio Campa Rodríguez y Fernando Rafael Astorga; (ii) Elaboración propia.

- III. En cuanto a los **modelos hidráulicos tridimensionales**, estos aplican problemas de elementos finitos para la resolución del problema de erosión, aplicando las ecuaciones de continuidad y de Navier-Stokes, junto con las de balance de masa de sedimentos. Para ello, se emplean rejillas o mallas escalonadas, de forma que se ajusta a cualquier dominio físico. Además, no están sujetos a los errores de distorsión que tienen los modelos físicos.

Es importante destacar los efectos del tamaño de la cuadrícula en la precisión y el tiempo de simulación: Cuanto más fina sea la cuadrícula, mejor será la precisión, pero el coste computacional (tiempo de simulación) será mayor y, además, es posible que el ordenador no sea capaz de manejar tal cantidad de datos por memoria insuficiente.

Estos modelos se encuentran, a menudo, en desarrollo, por lo que aún necesitan un periodo de calibración para poder tener un uso extendido en el mundo de la ingeniería fluvial.

- IV. A pesar de la investigación llevada hasta ahora, hay muchos factores que no se tienen en cuenta en el cálculo de la erosión local, como son la estratigrafía del lecho, las pendientes, las características de las avenidas cortas y bruscas, etc.
- V. A pesar de las ventajas que ofrecen, la inversión de tiempo necesaria para llevar a cabo una simulación correcta de la erosión local en las pilas de un puente mediante modelos hidráulicos (unidimensionales, tridimensionales o físicos), no es rentable, por lo que, en la práctica, se emplean las formulaciones empíricas, que suelen dar una solución conservadora.

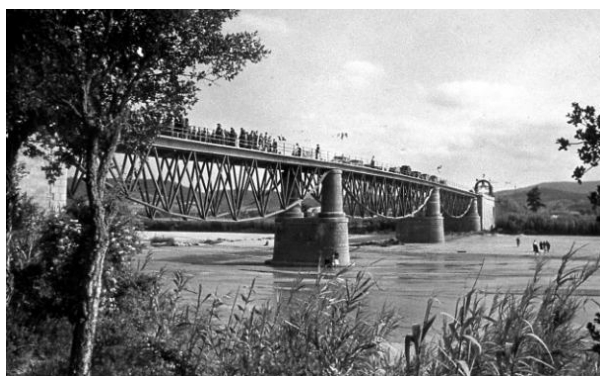
## 5 PUENTE DE TORDERA

Con el fin de comprobar la variabilidad entre los diferentes métodos de cálculo analizados de erosión local en pilas de puentes, se estimará la profundidad de socavación de un caso real aplicando diferentes metodologías.

Para ello, se ha decidido analizar la erosión local en el Puente de la N-II, ubicado en Tordera (Barcelona), el cual cruza el Río Tordera en su tramo bajo.

### 5.1 Puente de la N-II

El Puente sobre el Río Tordera, que da paso a la carretera N-II a la altura de la población de Tordera (Barcelona), fue diseñado por Eduardo Torroja Miret (1939, junto con César Villalba Granda y Gabriel Andreu Elizaicin), existiendo en España un único puente similar a éste, ubicado en Posadas (Córdoba, 1951) y diseñado por el mismo ingeniero.



Figuras 5-1. Puente de la carretera N-II sobre el Río Tordera.<sup>80</sup>

Este puente fue construido entre 1939 y 1944 en sustitución de un puente metálico anterior, en la carretera de Barcelona-Girona, el cual fue derrumbado durante la Guerra Civil, quedando únicamente en pie las pilas de éste. Según el Libro Catálogo del Museo Eduardo Torroja, sobre las pilas existentes, se construyó un tablero de hormigón armado sobre vigas metálicas elípticas, formando un entramado de semicírculos de acero bajo la plataforma.

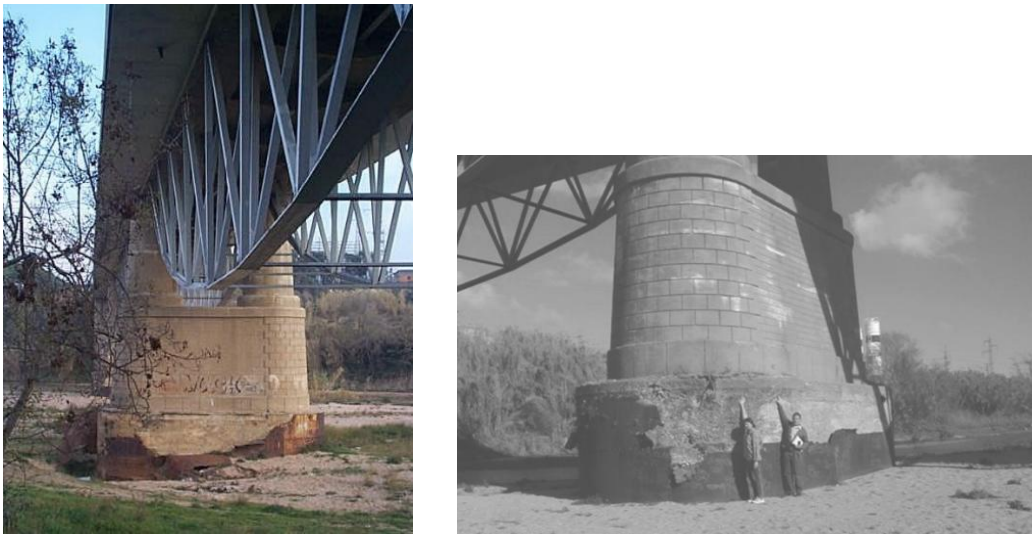
*“Después de probar diversas soluciones, la viga se escogió de forma elíptica a fin de conseguir que la carga – de tracción- fuera suficientemente constante a lo largo de toda la longitud de la cabeza inferior, manteniendo las compresiones en las diagonales lo bastante reducidas como para evitar el pandeo.”* Eduardo Torroja, 1958<sup>81</sup>

Así, el puente está formado por un vano central, de 54 m de longitud, y dos vanos laterales, de 45 m cada uno, y una calzada de 8,50 m de ancho. Debido, principalmente, a las importantes extracciones de áridos que han tenido lugar a lo largo de la historia en el Río Tordera, así como a los cambios de uso del suelo de la cuenca de dicho río y a las obras de encauzamiento y obras viarias que han ocupado parte del espacio fluvial; entre los

<sup>80</sup> Fuente: CEDEX. Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas.

<sup>81</sup> Fente: Libro Catálogo. El Museo Eduardo Torroja. Fundación Eduardo Torroja. Edición y diseño: Pepa Cassinello.

años 1960 y 2000, el Río Tordera sufre un importante descenso del lecho. Este hecho queda evidenciado en el puente objeto de este trabajo, en el cual la distancia desde la base de la pila del puente hasta el cauce aluvial es, hoy en día, de unos 2,5 m, dejando en evidencia la cimentación de la misma.



*Figuras 5-2. Muestras de la erosión local en las pilas del puente de la N-II.<sup>82</sup>*

Aunque se estudiará el caso del puente de la N-II en Tordera, cabe destacar que éste no es el único puente sobre el Río Tordera perjudicado por la erosión, ya que a escasos metros del mismo se produjo un caso similar: la rotura del puente de la carretera de Madrid a Francia sobre el río Tordera, ubicado junto al puente de la actual carretera N-II, debido a la gran avenida que tuvo lugar en 1928. Dicho puente, construido poco antes de su ruina, estaba formado por siete vanos de 15 m de luz y su cimentación consistía en pilotes de hormigón armado de 5 m, que se iniciaban 2 m por debajo del fondo del cauce.

En 1928, tuvo lugar una gran avenida que dio lugar a una socavación importante en la cimentación de la pila más cercana al estribo izquierdo, lo cual desembocó en la ruina del puente. Según los archivos históricos, la altura de agua en el río durante la avenida fue 3 m, siendo la anchura del río de unos 125 m, por lo que puede deducirse:

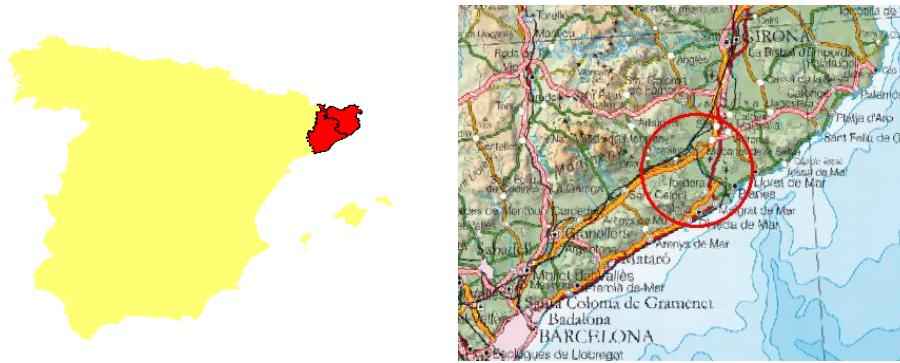
- Con un calado de 3 m la fuerza de la corriente fue tal que pudo derrumbar los pilotes que comenzaban 2 m bajo el cauce del río.
- Desde 1928 hasta la actualidad, en la zona del puente de la carretera N-II (zona de estudio de este trabajo), el fondo ha descendido aproximadamente 2,80 m ( $2+0,80 = 2,80$  m).

Hoy en día pueden observarse la presencia de los pilotes del puente, que sobresalen unos 80 cm de la cota del cauce natural.

## 5.2 Características de la zona de estudio: Río Tordera

El Río Tordera es un río que discurre por la Comunidad Autónoma de Cataluña (España) y que pertenece a la Demarcación Hidrográfica de las Cuencas Internas de Cataluña. Este río nace en el macizo del Montseny, en el Paraje Sant Marçal de Montseny, y desemboca en el Mar Mediterráneo en forma de delta en el mar, cerca de Blanes.

<sup>82</sup> Fuente: IZQUIERDA: Estudio: "Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera". Anejo B.4 – Estudio Morfodinámico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015. DERECHA: Revista Ingeniería del Agua. 2005, vol.12 nº 1. Artículo: "Incisión, erosión transitoria y formas de fondo en los tramos medio y bajo del Río Tordera". J.P. Martín Vide, R.J.Batalla, M. Roca Collell, A. Rovira y A. Andreatta



Figuras 5-3. Localización de la cuenca del Río Tordera.<sup>83</sup>

El Tordera tiene una cuenca que asciende a los 894 km<sup>2</sup> y una longitud aproximada de 65 km, con numerosos afluentes, los cuales presentan principalmente características de ríos de alta montaña y nacen en zonas declaradas parques naturales. Algunos de estos afluentes son la Riera de Collformic, la Riera de Bascona, la Riera de Breda, la Riera de Arbúcies, la Riera de Gualba y la Riera de Santa Coloma.



Figura 5-4. Principales afluentes del Río Tordera.<sup>84</sup>

El puente de la N-II se encuentra en el tramo bajo del Río Tordera, el cual comienza aguas abajo de la confluencia con la Riera de Sta.Coloma y termina en la desembocadura del río en el Mar Mediterráneo. Dicho tramo se caracteriza por las grandes influencias de la actividad humana, con la presencia de tramos del río canalizados, con estrechamientos en el cauce y la gran presencia de núcleos urbanos.

Como se verá en posteriores subcapítulos, en este tramo predomina el material fino, con bancos laterales de material un poco más grueso, encontrándose las márgenes fijadas en gran parte del trazado del río.

## 5.2.1 Geología

La Cuenca del Río Tordera forma parte de una de las unidades geológicas más importantes de Cataluña: los Catalánides o Cordilleras costeras-Catalanas. Dentro de los Catalánides se pueden diferenciar como subunidades:

- La Cordillera Prelitoral, que supone el límite oriental de la Depresión Central Catalana.

<sup>83</sup> Fuentes: Plano 001.

<sup>84</sup> Fuente: Proyecto final de carrera "Dinámica de usos de suelo y paisaje en la cuenca del Tordera (1987, 1992, 1997 y 2002)". Jorge Sánchez Valdez. Barcelona, julio 2011. Universidad Autónoma de Barcelona. Facultad de Ciencias.



- La Cordillera Litoral, localizada junto a la costa.
- La Depresión Prelitoral, que separa estas dos cordilleras.

Estas cordilleras se alinean de forma paralela a la costa mediterránea, formando en muchas ocasiones la propia línea de costa. En cuanto a su constitución, están formadas por una cobertura mesozoico-terciaria afectada por deformación alpina y discordante sobre un zócalo paleozoico plegado y meteorizado.

Si se analiza detalladamente la geología de la cuenca del Tordera, se observa que esta no está formada por una única unidad geológica, es decir, incluye diferentes sectores: El sector occidental de la cuenca forma parte del Macizo Montseny-Guilleries, el sur la cuenca forma parte del Macizo del Montnegre y en las zonas sudoccidental y nororiental las depresiones del Vallès y de la Selva quedan integradas en la cuenca.

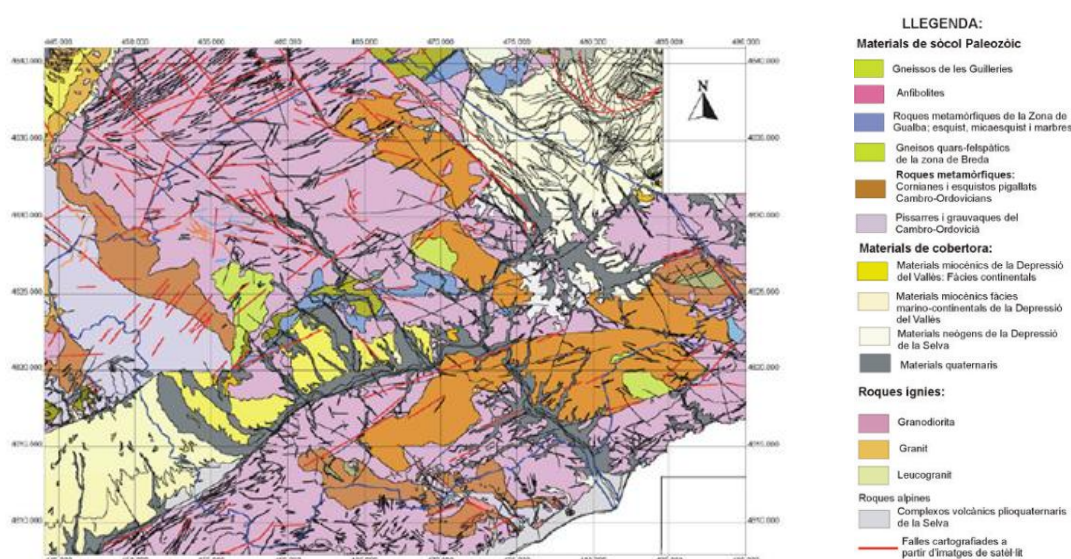


Figura 5-5. Mapa geológico de la cuenca del Río Tordera.<sup>85</sup>

Si bien, la mayor parte de la cuenca está formada por rocas intrínsecas del carbonífero, el área por el que transcurre el río presenta depósitos sedimentarios. En las llanuras de inundación del río, se encuentran gravas, arenas y lutitas; mientras que el lecho está formado principalmente por arenas.

## 5.2.2 Pluviometría

El Río Tordera es un río mediterráneo, por lo que depende fuertemente de la pluviometría de la zona. Las precipitaciones de la región tienen un fuerte carácter torrencial, por lo que el Río Tordera pasa, en muy pocas horas, de ir prácticamente seco a desbordarse como consecuencia de las fuertes lluvias.

Los efectos de estas variaciones rápidas de caudal, quedan evidenciados en la zona del delta del río (desembocadura de éste), ya que, a finales del siglo XX y debido a las constantes inundaciones de la zona, se realiza la canalización del tramo final de la desembocadura del Río Tordera.

A la gran torrencialidad de las precipitaciones se le suma que éstas son bastantes variables tanto a lo largo del año (con precipitaciones mayores en primavera y otoño) como a lo largo de la cuenca (unos 1.000 mm en el tramo alto del río y unos 600 mm en el tramo bajo del río).

P med (mm)	Aportación media (hm <sup>3</sup> )	Aportación máxima (hm <sup>3</sup> )	Aportación mínima (hm <sup>3</sup> )
799	170	591	27

Figura 5-6. Aportaciones de la cuenca del Río Tordera.<sup>86</sup>

<sup>85</sup> Fuente: Estudio: "Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera". Anejo A.1.3 – Geología de la cuenca del Río Tordera. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015

<sup>86</sup> Fuente: Elaboración propia.



### 5.2.3 Hidrología

Según queda recogido en el Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”, el cual sirve de base para este trabajo de fin de máster, dada la complejidad hidrogeológica de la cuenca de estudio, en dicho estudio se optó por realizar un modelo NAM. Dicho modelo forma parte del módulo hidrológico (RR) del sistema de modelización de ríos MIKE 11.

El modelo hidrológico, realizado en el citado estudio, supone un modelo de transferencia lluvia-caudal basado en el comportamiento del terreno, el cual contiene todos los procesos que suceden en la cuenca, permitiendo así estudiar, en la misma modelización, una sola cuenca o una gran cuenca dividida en varias subcuencas.

En la siguiente imagen queda reflejado el esquema de trabajo seguido en la modelización mediante MIKE11, en el cual se dividió la cuenca del Río Tordera en varias subcuencas de menor tamaño, las cuales presentaban unas características similares (uso y tipo del suelo, pendiente media, etc.) y cuya agrupación se justificaba para presentar comportamientos hidrológicos parecidos de cara al modelo NAM.

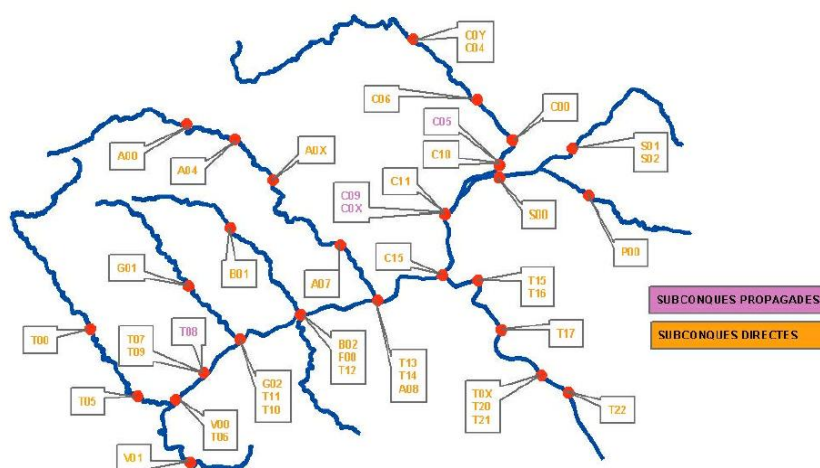


Figura 5-7. Esquema de aportación de subcuencas del Río Tordera.<sup>87</sup>

Para el estudio hidrológico realizado para el Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”, se emplearon 14 pluviómetros interiores y 9 exteriores, cuyas estaciones se muestran a continuación:

Estacions pluviomètriques					
Codi Pral	Nom	Província	Coord. X	Coord. Y	Cota
0261	SANTA MARIA DE PALAUTORDERA "REMEI"	BARCELONA	452988	4616889	229
0261F	SANTA MARIA DE PALAUTORDERA "HOSPITAL"	BARCELONA	453791	4615989	208
0262	VALLGORGUINA VIVERS	BARCELONA	457973	4611738	199
0263	SANT CELONI	BARCELONA	457997	4615748	155
0265	GUALBA DE DALI	BARCELONA	458417	4620371	177
0265A	GUALBA JOAN RAGUÉ	BARCELONA	458577	4620124	170
0267	BREDA	GIRONA	463580	4622656	175
0267A	BREDA JOAN XXIII	GIRONA	463971	4622192	169
0267C	BREDA-VIVER FORESTAL	GIRONA	464143	4619724	85
0272	CASTANYET	GIRONA	468194	4636976	260
0275	SILS	GIRONA	478956	4628763	76
0276	MASSANET DE LA SELVA	GIRONA	477834	4623986	100
0280	TORDERA	BARCELONA	476424	4616589	30
03660	SANTA COLOMA DE FARNÈS "FONT DE GLÒRIA"	GIRONA	472102	4634523	135

Figura 5-8. Pluviómetros empleados de la cuenca del Río Tordera.<sup>88</sup>

<sup>87</sup> Fuente: Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.2.1 – Estudio Hidrológico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015

Como resultados de la modelización, se obtuvieron los hidrogramas de caudales de escorrentía en los puntos de vertido de cada una de las subcuencas señaladas en la figura 5-7.

A continuación, se presenta una tabla de resultados con los caudales máximos (Q de pico) de cada hidrograma que proporciona cada subcuenca en la que ha sido dividida la cuenca del Tordera.

PUNTO	CUENCA (KM2)	CAUDAL (m3/s)		
		T500	T100	T50
C0Y	53,04	297,850	233,422	179,360
C05_C10	17,66	86,359	60,081	50,781
C09_C11	28,89	126,021	87,574	73,849
S00	34,86	125,497	86,259	72,064
A00	40,43	381,407	268,052	227,315
A04	16,87	143,819	102,468	87,789
A07	14,4	97,712	69,110	58,757
A08	4,2	28,055	25,610	16,713
A0X	34,78	219,355	154,684	131,847
B01	14,01	146,259	102,892	86,996
B02	17,28	139,513	98,029	82,920
C00	16,6	49,339	33,144	27,532
C04	18,79	82,111	56,986	48,307
C06	9,28	37,407	25,762	21,654
C15	12,81	60,099	41,821	37,291
C0X	33,64	154,270	107,165	90,406
F00	26,31	165,641	114,035	94,710
G01	13,12	135,151	93,455	78,202
G02	13,13	131,226	90,996	76,232
P00	47,19	112,996	76,263	63,024
S01	25,34	68,799	46,359	38,447
S02	23,82	71,614	48,201	40,058

PUNTO	CUENCA (KM2)	CAUDAL (m3/s)		
		T500	T100	T50
T00	61,82	413,768	277,049	228,780
T05	16,93	176,919	119,556	98,338
T06	8,86	84,736	57,643	47,676
T07	11,57	99,824	68,457	56,783
T08	19,34	197,326	134,547	111,609
T09	6,09	67,947	46,526	38,772
T0X	11,57	52,702	36,463	30,257
T10	5,69	61,453	42,402	35,389
T11	12,73	100,793	69,457	57,803
T12	12,02	104,247	72,683	61,145
T13	10,48	79,575	56,132	47,423
T14	19,38	117,998	82,002	68,489
T15	25,81	123,538	85,767	71,809
T16	8,86	41,059	28,599	24,021
T17	13,17	51,248	35,474	29,568
T20	23,55	76,994	53,200	43,845
T21	15,52	58,249	39,921	32,815
T22	12,55	46,351	32,256	26,811
T23	13,61	43,003	29,634	24,384
V00	23,14	191,927	129,649	106,457
V01	13,5	157,564	87,009	75,575
TOTAL	516,45	2.860,500	2.022,368	1.684,254
TOTAL A T17	453,26	2.626,204	1.860,528	1.550,526

Figura 5-9. Caudales de las subcuencas del Río Tordera para distintos periodos de retorno.<sup>89</sup>

El punto T17 del esquema de aportación de subcuencas del Río Tordera es el más cercano a la zona de estudio, por lo que se tomará como referencia para el cálculo de la erosión que se realizará en los próximos subcapítulos de este trabajo.

#### 5.2.4 Usos del suelo

La cuenca del Río Tordera se caracteriza por un gran nivel de forestación, con un relieve abrupto:

- hasta los 500-600 m, dominan los alcornoques y los pinares,
- por encima, los encinares y las plantaciones de los castaños,
- a partir de los 1.000-1.100 m, el hayedo,
- y, a partir de los 1.600 m, los prados subalpinos (sólo en las cumbres del Montseny).

Así, como es de esperar en una cuenca con tanto bosque y de desnivel, la agricultura ocupa una superficie discreta, la cual es mayor en el tramo bajo del río.

<sup>88</sup> Fuente: Estudio: "Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera". Anejo B.1 – Estudio Pluviométrico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015

<sup>89</sup> Fuente: Elaboración propia a partir de datos del estudio "Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera". Anejo B.2.1 – Estudio Hidrológico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015

En este mismo tramo, se da una gran concentración de la población urbana e industrial. Según el Instituto de estadística de Cataluña, entre 1960 (56.633 habitantes) y 1970 (79.233) la población aumentó casi en un 40% y, entre 1973 (83.784 habitantes) y 1991 (103.062), casi un 19%.

Este crecimiento de la población se ve reflejado en los usos del suelo, pues antes de los años sesenta podría decirse que el único uso del tramo bajo del Río Tordera era el cultivo; sin embargo, a partir de dicha época y debido a la mayor ocupación de estas zonas, el uso industrial ha ido aumentando hasta la actualidad (zona de Sant Celoni, Tordera, etc.). De igual forma, en la zona de la desembocadura, cada vez toman más importancia los usos turísticos, básicamente de campings.

En la figura 5-10 pueden observarse los diferentes usos del suelo de la cuenca del Río Tordera.

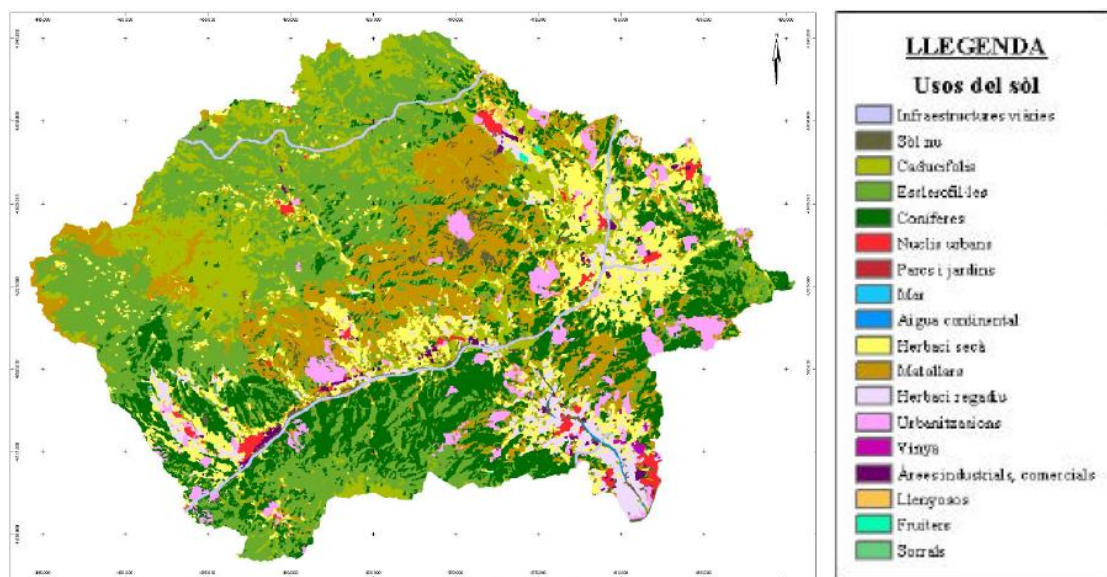


Figura 5-10. Usos del suelo de la cuenca del Río Tordera.<sup>90</sup>

### 5.2.5 Granulometría

Respecto a la granulometría del cauce, el Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*” concluye:

- Que la parte más alta del tramo medio sigue una secuencia lógica en cuanto a decrecimiento en el tamaño de los granos, a media que nos alejamos del nacimiento del río.
- A la mitad de dicho tramo, coincidiendo con la desembocadura de la riera de Arbúcies, se altera esta secuencia de decrecimiento del tamaño de grano: el material del cauce pasa de ser grava a arenas. Así mismo, desaparece la uniformidad en la degradación del tamaño del material. Por tanto, el Río Tordera presenta características de río de arenas desde la mitad de su tramo medio hasta su desembocadura.
- Si nos centramos en el tramo bajo del río (objeto de este trabajo), desde la desembocadura del arroyo de Santa Coloma hasta el mar, se dispone de 7 muestras granulométricas procedentes de dos trabajos diferentes: (1), realizado en 1997, y (12), realizado en 1999, estando ambos desarrollados por los grupos de la UdLl y la UPC. Los resultados obtenidos en dichos trabajos de los principales parámetros granulométricos son los mostrados en la siguiente figura.

<sup>90</sup> Fuente: Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo A.1.5 – Usos del suelo. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015

	Lloc	Coord.	Peso (kg)	D <sub>16</sub> (mm)	D <sub>50</sub> (mm)	D <sub>84</sub> (mm)	D <sub>m</sub> (mm)
a	Can Simó <sup>(12)</sup>	14800	47,8	<b>0,73</b>	<b>3,21</b>	<b>10,8</b>	<b>7,58</b>
b	Can Simó <sup>(1)</sup>	14800	2,22	0,8	2,2	6	3,7
c	Can Serra <sup>(1)</sup>	10285	4,88	1,0	4,0	25	10,5
d	Tordera <sup>(12)</sup>	8580	45,9	<b>0,68</b>	<b>2,22</b>	<b>12,2</b>	<b>8,57</b>
e	Pont NII <sup>(1)</sup>	7070	8,20	0,8	2,20	15	7,42
f	carbón <sup>(1)</sup>	5895	1,15	0,8	1,35	3,0	1,80
g	Blanes <sup>(12)</sup>	2650	12,8	<b>0,35</b>	<b>1,60</b>	<b>6,46</b>	<b>4,43</b>

Figura 5-11. Parámetros granulométricos.<sup>91</sup>

La coordenada ("Coord") indica la distancia en metros del punto de muestreo en la desembocadura en el mar.

De la figura 5-11 se deduce que los materiales presentes en el Río Tordera, desde la desembocadura de la Riera de Santa Coloma hasta el mar, son arenas gruesas (hasta 2 mm), observándose una disminución suave del tamaño de grano con la distancia.

### 5.2.6 Transporte de sedimentos

En el Anejo B.4 – Estudio Morfodinámico del Estudio: “Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera”, se realiza un estudio del transporte de sedimentos en el Río Tordera. Para ello, el río fue dividido en 7 tramos lo más homogéneamente posible (condiciones hidráulicas y granulométricas), escogiendo una sección representativa de cada uno para la estimación del caudal. El esquema general de cálculo es el siguiente:

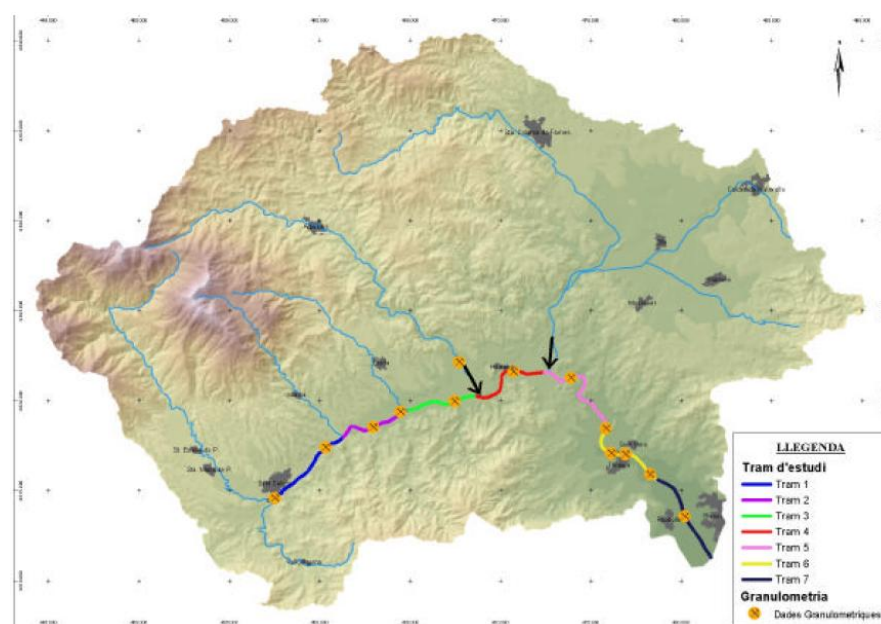


Figura 5-12. Tramos de estudio del Río Tordera.<sup>92</sup>

Para la realización del estudio se emplearon 3 formulaciones distintas:

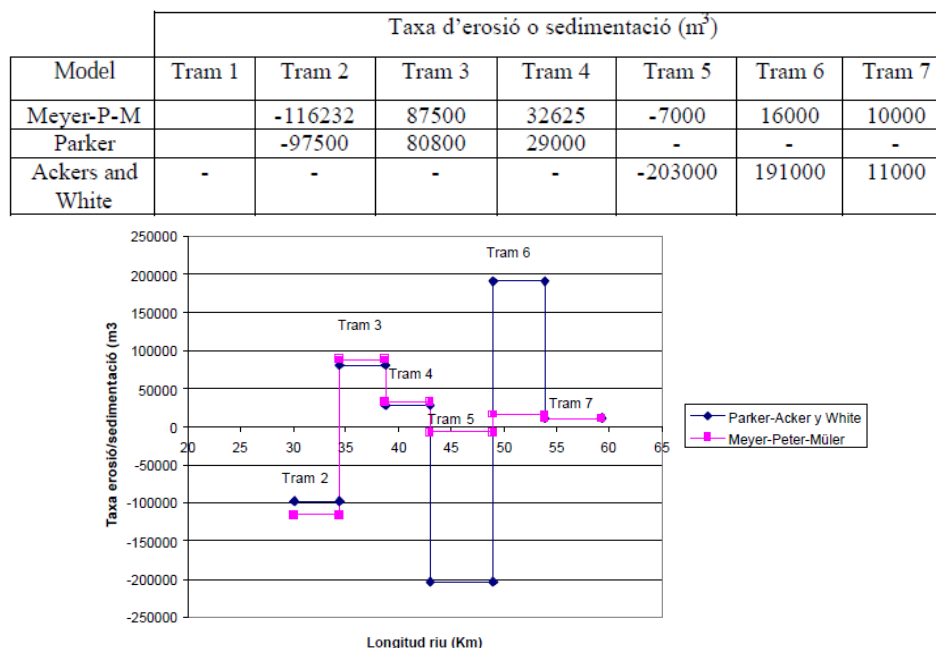
- Transporte de fondo:
  - Meyer-Peter-Müller (1948): formulación obtenida con el fin de aplicarla en ríos de montaña con granulometría en el rango de grava (5-30 mm).

<sup>91</sup> Fuente: Estudio: “Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera”. Anejo B.4.1 – Dinámica Fluvial. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.

<sup>92</sup> Fuente: Estudio: “Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera”. Anejo B.4 – Estudio Morfodinámico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015

- Parker (1982): formulaciones para el cálculo del transporte por fondos en ríos con cauce acorazado. Es válida sólo para sedimentos con tamaños por encima de 2 mm, es decir, quedan excluidas las arenas y los materiales más finos (limos, arcillas).
- Transporte total (fondo y suspensión): Ackers y White (1973). Utilizan el concepto de potencia de la corriente así como el análisis dimensional. Experimentaron con  $d < 0.8$  y número de Froude  $< 0.8$ . Distinguieron entre tres casos diferentes dependiendo del diámetro de las partículas: granos finos, granos gruesos y grandes de tamaño de transición.

En las figuras siguientes se pueden observar los resultados del estudio:



Figuras 5-13. Tasa de erosión o sedimentación de los tramos de estudio.<sup>93</sup>

Los resultados negativos reflejan un déficit de material en el tramo y, por tanto, una tendencia a la erosión en el mismo. Por el contrario, los datos positivos se corresponden con los tramos que tienen tendencia a la sedimentación en el cauce. Por tanto, el estado morfodinámico de cada tramo es el siguiente:

Estat morfodinàmic esperat						
Tram 1	Tram 2	Tram 3	Tram 4	Tram 5	Tram 6	Tram 7
	Erosió	Acreció	Acreció	Erosió	Acreció	Acreció

Figura 5-14. Estado morfodinámico de los tramos estudiados.<sup>94</sup>

Cabe decir que los resultados obtenidos concuerdan con la realidad. Entre los tramos 3-4 y 4-5 desembocan las Rieras de Arbúcies y de Santa Coloma, los cuales son los afluentes más importantes del Tordera, pues aportan gran cantidad de sedimentos en el sistema, dando lugar al delta fluvial de la desembocadura del Tordera. Además, en el tramo 6 se encuentra la Isla del Tordera, generada por la sedimentación del material en dicho tramo.

Por otro lado, se ha observado que el tramo 5 no presenta sedimentación, ya que el material que aporta la riera de Santa Coloma no se deposita directamente después de la desembocadura sino que, por el contrario, es transportado, provocando erosión en este tramo.

<sup>93</sup> Fuente: Estudio: "Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera". Anejo B.4 – Estudio Morfodinámico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.

<sup>94</sup> Fuente: Estudio: "Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera". Anejo B.4 – Estudio Morfodinámico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.

## 6 ESTUDIO PROPIO DE LA EROSIÓN LOCAL

---

Una vez ubicada y definida la zona de estudio, se procede a la realización de un estudio propio de la erosión local en el Río Tordera, generada por la interrupción al flujo que supone la existencia del puente de la N-II, a la altura de la población de Tordera (Barcelona).

Para ello se aplicarán algunas de las metodologías analizadas en el apartado 4 de este trabajo fin de máster. Concretamente, se realizará un modelo hidráulico unidimensional por medio de la aplicación del software Hec-Ras (apartado 4.5.2) y, partiendo de los valores hidráulicos obtenidos de dicho modelo y de las características del río y del puente, se aplicarán las formulaciones empíricas desarrolladas en el apartado 4.5.1 de este trabajo.

Por último, se analizarán los resultados obtenidos, teniendo en cuenta el estudio desarrollado por la Agencia Catalana del Agua.

### 6.1 Modelo hidráulico unidimensional

Siguiendo lo establecido en el apartado 4.5.2 de este trabajo, se ha realizado un modelo hidráulico unidimensional, mediante el software Hec-Ras, con el fin de calcular la erosión local en las pilas del puente de estudio

En el “*Anejo 1. Modelo unidimensional del Río Tordera mediante Hec-Ras*” de este trabajo se analiza con detalle el modelo creado, indicando la documentación de partida, los pasos seguidos para su creación y modelización, la calibración del mismo y los resultados obtenidos para la erosión fluvial.

A continuación se resumen los parámetros empleados en el modelo:

- Caudal: 2.626,204 m<sup>3</sup>/s.
- Condiciones de contorno:
  - Aguas arriba: Calado crítico
  - Aguas abajo: Calado normal (pendiente de 0,0023 m/m).
- Geometría del río: Creada mediante la aplicación Hec-GeoRAS de ArcGIS a partir de los siguientes datos:
  - Modelo Digital del Terreno: MDT05 – Instituto Geográfico Nacional (Centro de Descargas. Centro Nacional de Información Geográfica).
  - Coeficientes de rugosidad (Manning):
    - Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.4.2. – Coeficientes de rugosidad de Manning. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
    - Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.3. – Estudio Hidráulico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.



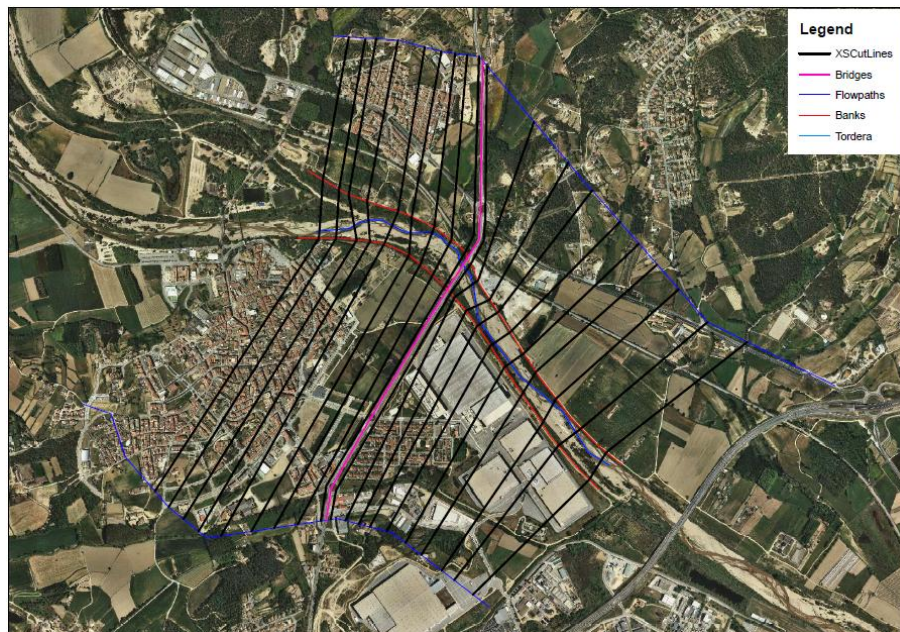


Figura 6-1. Modelo hidráulico creado (vista sobre ortofoto).<sup>95</sup>

Como puede observarse en la Figura 6-1, el modelo se inicia en la confluencia de los brazos del Río Tordera que forman la Isla del Tordera, a una distancia de 712,083 m del puente de la N-II, y finaliza a una distancia de 1.066,2843 m del mismo, a una distancia suficiente para que los efectos de la expansión del flujo tras el puente no distorsione los resultados del modelo.

En el modelo creado se ha introducido la información referente al puente de la N-II (localización, geometría, disposición de las pilas, etc.), de forma que se ha tenido en cuenta en el cálculo hidráulico.

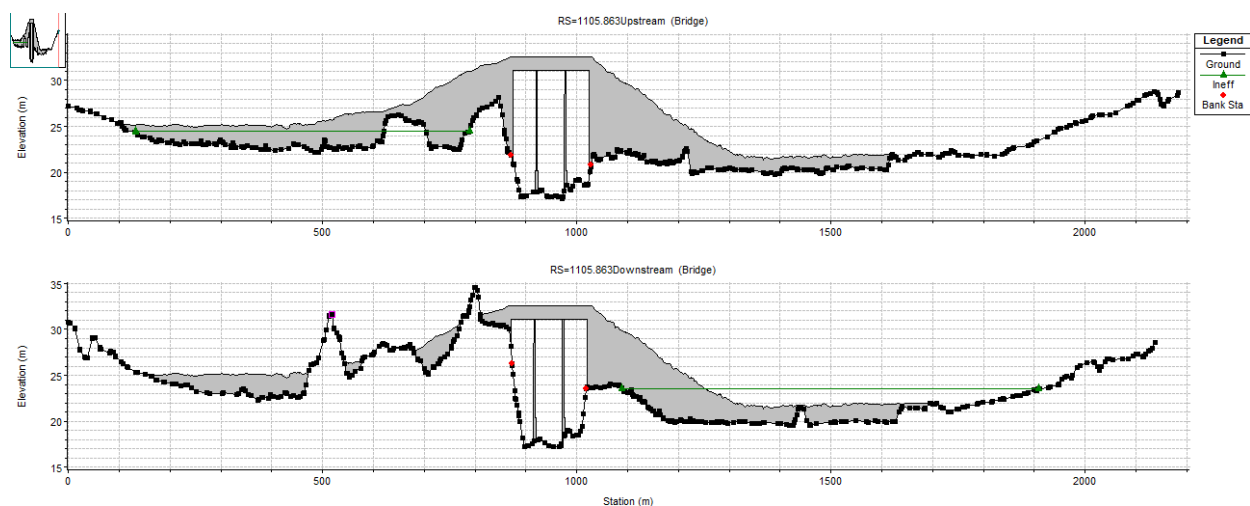


Figura 6-2. Sección transversal del puente de la N-II introducida en el modelo de Hec-Ras creado.<sup>96</sup>

Una vez introducidos todos los parámetros necesarios en el modelo, se ha realizado una simulación de flujo estable en régimen subcrítico, obteniéndose como resultado tablas de resultados, de los cuales no centraremos principalmente en los valores de velocidades y de calados; secciones transversales en las que se refleja la cota de la lámina de agua y la mancha de inundación del tramo analizado.

<sup>95</sup> Fuente: Plano 004-1.

<sup>96</sup> Fuente: Modelo Hec-Ras creado

SECCIÓN	CALADO MÁXIMO (m)	VELOCIDAD DEL CANAL (m/s)
1817.946	5.40	2.60
1743.14	5.57	2.45
1663.676	5.94	1.90
1596.818	6.15	1.17
1489.01	6.39	0.89
1402.247	6.66	1.37
1309.647	7.25	1.17
1219.197	6.90	1.22
1128.03	7.27	1.18
1105.863	Bridge	
1078.907	6.06	3.88
1011.887	5.40	5.04
916.1387	5.42	4.96
836.7819	5.04	5.80
734.1624	4.70	6.12
623.7877	4.36	5.06
503.6894	4.13	4.66
366.5879	4.53	3.99
206.88	4.28	3.98
39.57869	4.21	4.23

Figura 6-3. Calados y velocidades de las secciones analizadas en Hec-Ras.<sup>97</sup>

El modelo ha sufrido un proceso de calibración, comparando los resultados con los obtenidos en el modelo realizado por la Agencia Catalana del Agua en el Estudio: “Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera”, habiéndose concluido que los resultados obtenidos con el modelo hidráulico creado para este trabajo son del mismo orden de magnitud.

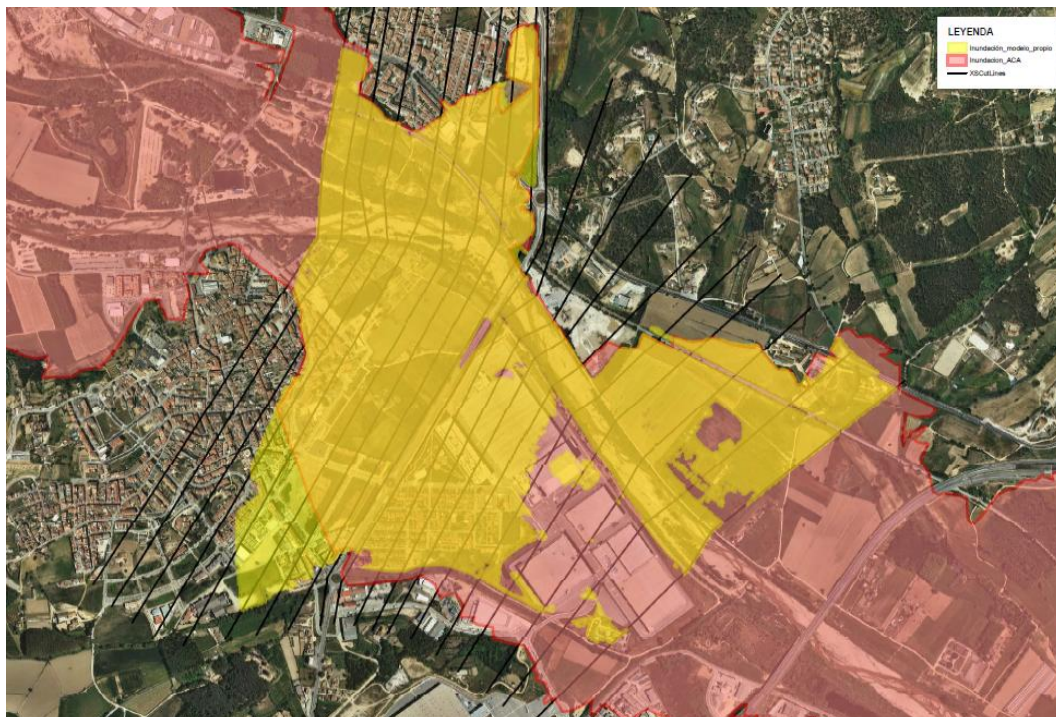


Figura 6-4. Comparativa entre las manchas de inundación.<sup>98</sup>

<sup>97</sup> Fuente: Elaboración propia al partir del modelo de Hec-Ras creado para este trabajo.

<sup>98</sup> Fuente: Plano 005-01



## 6.2 Caracterización del puente de la N-II sobre el Río Tordera

A pesar de haberse ido introduciendo en los capítulos anteriores de este trabajo, a continuación se definirá con detalle las características del puente de la N-II sobre el Río Tordera.

Este puente está formado por una estructura mixta, constituida por un tablero de hormigón armado que se apoya sobre diversas vigas metálicas elípticas, las cuales forman un entramado de semicírculos de acero bajo la plataforma. El ancho total de la plataforma es de 8,5 m.

El vano central del puente tiene una longitud de 54 m, disponiéndose a ambos lados dos vanos laterales, cada uno de 45 m de longitud.

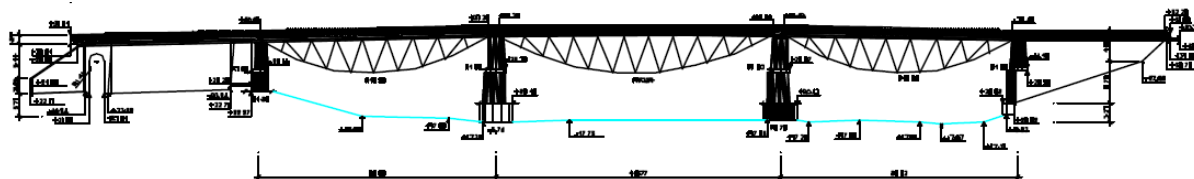


Figura 6-5. Croquis del puente de la N-II.99

Las dos pilas principales que sostienen el tablero del puente están formadas por tres tramos verticales diferenciados, de forma que el ancho de las mismas desciende con la altura:

- Tramo inferior o base de la pila: de sección elíptica, siendo menor el lado que se encuentra con el flujo que el lado transversal al mismo, por lo que su ancho es de 5,3 m y su longitud de 8,5 m. La altura de este tramo es de 3,15 m.
- Tramo central: de sección elíptica y 5,65 m de altura. El ancho de este tramo es de 3,32 m
- Tramo superior: formado por dos pilares troncocónicos (dispuestos en línea con la dirección del flujo), cuyo ancho disminuye desde los 3,32 m hasta los 2,5 m, a lo largo de una altura de 5,2 m.

Por tanto, la altura total de las pilas es de 14 m.

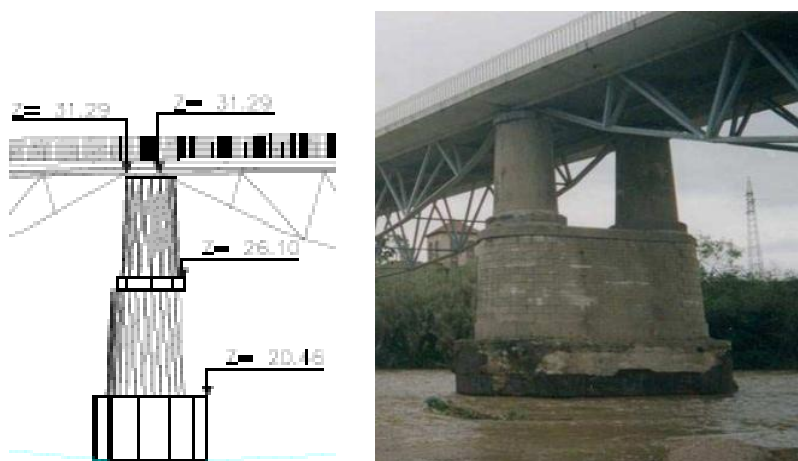


Figura 6-6. Pilas del puente de la N-II.<sup>100</sup>

Por último, los estribos están formados estructuras con forma similar a las pilas centrales, seguidas de un talud totalmente vertical, con igual ancho al del tablero del puente.

<sup>99</sup> Fuente: Ficha técnica del Puente de la N-II sobre el Río Tordera, recogida en el Estudio: "Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera". Anejo A.2.4 – Catálogo de puentes. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.

<sup>100</sup> Fuente: DERECHA – Estudio "Planificación del espacio fluvial de la cuenca del Tordera", Cabot1, L. Godé1, A. Munné1, L. Correa1, Área de Planificación. Agencia Catalana del Agua. (Departament de Medi Ambient. Generalitat de Catalunya). IZQUIERDA- Estudio: "Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera". Anejo B.3. – Estudio Hidráulico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.

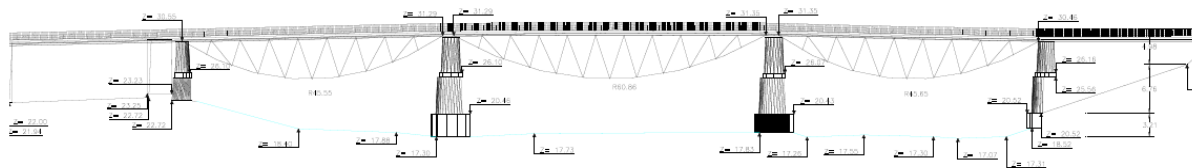


Figura 6-7. Croquis del puente de la N-II.<sup>101</sup>



Figura 6-8. Estribo del puente de la N-II.<sup>102</sup>

### 6.3 Aplicación de las formulaciones empíricas analizadas

A continuación, se aplicarán al caso de estudio las formulaciones empíricas que se han analizado en el apartado 4.5.1 de este trabajo.

Para ello se partirá de los resultados hidráulicos obtenidos en el modelo hidráulico para el punto aguas arriba de las pilas, de los datos geométricos del puente y de los datos granulométricos del cauce, los cuales se resumen a continuación.

DATOS HIDRÁULICOS		DATOS GRANULOMÉTRICOS		DATOS GEOMÉTRICOS	
Caudal	2.626,2 m <sup>3</sup> /s	Densidad	1.550 kg/m <sup>3</sup>	Ancho pila	5,3 m
Velocidad	1,28 m/s	D50	2,22 mm	Longitud pila	8,5 m
Calado	6,99 m	D84	15 mm		
Nº de Froude	0,085	D95	17,80 mm		

Figura 6-9. Datos hidráulicos, granulométricos y geométricos para el cálculo de la erosión.<sup>103</sup>

#### MÉTODO DE LAURSEN Y TOCH

La ecuación general del método es la siguiente:

$$d_s = a \cdot K_f \cdot K_g \cdot K_\phi$$

Tomando:

<sup>101</sup> Fuente: Estudio: "Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera". Anejo B.3. – Estudio Hidráulico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.

<sup>102</sup> Fuente: Estudio "Planificación del espacio fluvial de la cuenca del Tordera", Cabot1, L. Godé1, A. Munné1, L. Correa1, Área de Planificación. Agencia Catalana del Agua. (Departament de Medi Ambient. Generalitat de Catalunya).

<sup>103</sup> Fuente: Elaboración propia.

- $K_f = 0,9$  – Correspondiente a pilas semicirculares (ver figura 4-20).
- $K_g = 1,6$  – Correspondiente a una relación  $H_s/a = 1,12$  (ver figura 4-21).
- $K_\phi = 1$  – Correspondiente a un ángulo de ataque nulo.

Se obtiene una erosión máxima:

$$d_s = 5,3 \cdot 0,9 \cdot 1,6 \cdot 1 = 7,632 \text{ m}$$

### MÉTODO DE LARRAS

La ecuación general del método es la siguiente:

$$d_s = 1,05 \cdot a^{0,75} \cdot K_f \cdot K_\phi$$

Tomando:

- $K_f = 0,91$  – Correspondiente a pilas elípticas, con relación largo/ancho de 1,6 (ver figura 4-23).
- $K_\phi = 0,91$  – Correspondiente a pilas elípticas, con relación largo/ancho de 1,6 y ángulo de ataque nulo (ver figura 4-24).

Se obtiene una erosión máxima:

$$d_s = 1,05 \cdot 5,3^{0,75} \cdot 0,91 \cdot 0,91 = 4,389 \text{ m}$$

### MÉTODO DE CARSTEN

La ecuación general del método es la siguiente:

$$d_s = 0,546 \cdot a \left[ \frac{N_s - 1,25}{N_s - 5,02} \right]^{5/6}$$

$$N_s = \frac{V}{\sqrt{\Delta g D}} \quad \Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}$$

Tomando:

- $\gamma_w = 1.000 \text{ kg/m}^3$
- $\gamma_s = 1.550 \text{ kg/m}^3$
- $D = D_{50} = 2,22 \text{ mm}$
- $V = 1,28 \text{ m/s}$

Se obtiene una erosión máxima:

$$\Delta = \frac{1550 - 1000}{1000} = 0,55$$

$$N_s = \frac{1,28}{\sqrt{0,55 \cdot 9,81 \cdot 0,00222}} = 11,695$$

$$d_s = 0,546 \cdot 5,3 \left[ \frac{11,695 - 1,25}{11,695 - 5,02} \right]^{5/6} = 4,202 \text{ m}$$

### MÉTODO DE ARUNACHALAM

La ecuación general del método es la siguiente:

$$d_s = 1,334 \cdot q^{2/3} \left[ 1,95 \left( \frac{1,334 \cdot q^{2/3}}{a} \right)^{-\frac{1}{6}} - 1 \right]$$

Tomando:

- $q = \frac{Q}{B} = \frac{2626,2}{200} = 13,131$
- $a = 5,3 \text{ m}$

Se obtiene una erosión máxima:

$$d_s = 1,334 \cdot 13,131^{2/3} \left[ 1,95 \left( \frac{1,334 \cdot 13,131^{2/3}}{5,3} \right)^{-\frac{1}{6}} - 1 \right] = 6,263 \text{ m}$$

### MÉTODO DE YAROSLAVTZIEV

La ecuación general del método, para os fondos de materiales sin cohesión, es la siguiente:

$$d_s = k_f k_\theta (e + k_h) \frac{v^2}{g} - 30d_{85}$$

Tomando:

- $K_f = 10$  – Correspondiente con pilas circulares (se desconoce el ángulo de variación de las aristas de las pilas, por lo que se asemeja a una pila circular) (ver figura 4-25).
- $K_\phi = 0,815$  – Valor obtenido de la aplicación de la formula:

$$\log k_\theta = -0,28 \left( \frac{v^2}{g b_1} \right)^{\frac{1}{3}} = -0,28 \left( \frac{1,28^2}{9,81 \cdot 5,3} \right)^{\frac{1}{3}} = -0,0884$$

- $e = 0,6$  – Dado que los pilares se ubican en el cauce principal (ver figura 4-26).
- $k_h = 0,511$  – Valor obtenido de la aplicación de la fórmula:

$$\log k_H = 0,17 - 0,35 \frac{y_n}{b_1} = 0,17 - 0,35 \frac{6,99}{5,3} = -0,2916$$

- $V = 1,289 \text{ m/s}$
- $D_{85} = 15 \text{ mm}$

Se obtiene una erosión máxima:

$$d_s = 10 \cdot 0,815 \cdot (0,6 + 0,511) \frac{1,28^2}{9,81} - 30 \cdot 0,015 = 1,061 \text{ m}$$

### MÉTODO DE MELVILLE Y SUTHERLAND

La ecuación general del método es la siguiente:

$$d_s = a \cdot K_i \cdot K_h \cdot K_D \cdot K_\sigma \cdot K_s \cdot K_\phi$$

Tomando:

- $A = 5,3 \text{ m}$
- $K_i = 1$  – Correspondiente la situación de lecho vivo.

- $K_h = 0,837$  – Correspondiente al caso de  $h/a < 2,6$ , por lo que:

$$K_h = 0,78 \left( \frac{6,99}{5,3} \right)^{0,255} = 0,837$$

- $K_D = 1$  – Correspondiente al caso de  $a/D_{50} > 25$ .
- $K_\sigma = 1$  – Siguiendo las recomendaciones del autor.
- $K_s = 0,91$  – Correspondiente al caso de pilas elípticas, con relación longitud/ancho de 1,6 (aproximadamente 2) (ver figura 4-28).
- $K_\phi = 1$  – Siguiendo las recomendaciones del autor para pilas cilíndricas.

Se obtiene una erosión máxima:

$$d_s = 5,3 \cdot 1 \cdot 0,837 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,91 \cdot 1 = 4,037 \text{ m}$$

### MÉTODO DE FROEHLICH

La ecuación general del método es la siguiente:

$$d_s = 0,32 \cdot K_f \cdot (a')^{0,62} \cdot h^{0,47} \cdot F_r^{0,22} \cdot D_{50}^{-0,09} + a$$

Tomando:

- $K_F = 1$  – Correspondiente a pilas con punta circular (ver figura 4-29).
- $a = a' = 5,3 \text{ m}$
- $h = 6,99 \text{ m}$
- $Fr = 0,085$
- $D_{50} = 2,22 \text{ mm}$

Se obtiene una erosión máxima:

$$d_s = 0,32 \cdot 1 \cdot (5,33)^{0,62} \cdot 6,99^{0,47} \cdot 0,085^{0,22} \cdot 0,00222^{-0,09} + 5,3 = 7,562 \text{ m}$$

### MÉTODO DE LA CSU

La ecuación general del método es la siguiente:

$$d_s = 2 \cdot K_f \cdot K_\phi \cdot K_c \cdot K_a \left( \frac{a}{h} \right)^{0,65} \cdot F_r^{0,43} \cdot h$$

Tomando:

- $K_f = 1$  – Correspondiente a pilas elípticas con nariz redonda (ver figura 4-30).
- $K_\phi = 1$  – Correspondiente a ángulos de ataque nulos (ver figura 4-31).
- $K_c = 1,2$  – Correspondiente a lechos con dunas medianas (ver figura 4-32).
- $K_a = 1$  – Correspondiente al caso de  $D_{95} < 20 \text{ mm}$  (ver figura 4-33).
- $a = 5,3 \text{ m}$
- $h = 6,99 \text{ m}$
- $Fr = 0,085$

Se obtiene una erosión máxima:

$$d_s = 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \left( \frac{5,3}{6,99} \right)^{0,65} \cdot 0,085^{0,43} \cdot 6,99 = 4,855 \text{ m}$$

## MÉTODO DE EUROPEO

La ecuación general del método es la siguiente:

$$d_s = K_{yb} \cdot K_I \cdot K_d \cdot K_s \cdot K_\theta \cdot K_G$$

Tomando:

- $K_{yb} = 14,61$  – Correspondiente al caso de pilas intermedias ( $0,7 < a/y < 5$ ), por lo que

$$K_{yb} = 2.4 \sqrt{ay} = 14,61$$

- $K_i = 1$  – Correspondiente al caso de lecho vivo.
- $K_d = 1$  – Correspondiente al caso de  $a/D_{50} > 25$ .
- $K_s = 1$  – Correspondiente al caso de pilas con nariz redonda (ver figura 4-34).
- $K_\theta = 1$  – Correspondiente al caso de ángulo de incidencia nulo (ver figura 4-35).
- $K_g = 0,902$  – Resultante de aplicar la fórmula:

$$K_G = \sqrt{1 - \frac{L^*}{L} \left( 1 - \left( \frac{y^*}{y} \right)^{\frac{5}{3}} \frac{n}{n^*} \right)} = \sqrt{1 - \frac{900}{200} \left( 1 - \left( \frac{6,99}{2,61} \right)^{\frac{5}{3}} \frac{0,0253}{0,03} \right)} = 0,902$$

Se obtiene una erosión máxima:

$$d_s = 14,61 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,902 = 13,180 \text{ m}$$

## RESUMEN

A continuación, se presenta un cuadro resumen de los resultados obtenidos.

	ds (m)
LAURSEN Y TOCH	7.632
LARRAS	4.389
CARSTEN	4.202
ARUNACHALAM	6.263
YAROSLAVTZIEV	1.061
MELVILLE Y SUTHERLAND	4.037
FROEHLICH	7.562
CSU	4.855
EUROPEA	13.180

Figura 6-10. Resultados obtenidos del cálculo de erosión mediante la aplicación de formulas empíricas.<sup>104</sup>

Como puede comprobarse, hay dos grupos importante de resultados: los señalados en naranja, de unos 4,3 m, y los señalados en gris, de unos 7,2 m. La formulación de Yaroslavtziev da como resultado un valor muy reducido, debido a que la relación entre el calado y el ancho de las pilas es inferior a 2, por lo que, como fue advertido por parte del autor, puede conducir a errores. En cuanto a la formulación europea, con la que se obtiene un valor mucho mayor que con el resto de las formulaciones, esta se basa en curvas envolventes de datos existentes de puentes, los cuales suponen un efecto de contracción significativa, lo cual no sucede con el caso en estudio, por lo que esta formulación no refleja la realidad.

<sup>104</sup> Fuente: Elaboración propia.

## 6.4 Cálculo de la erosión local en Hec-Ras

Mediante el modelo hidráulico creado en Hec-Ras, se ha realizado una estimación de la erosión local en las pilas del puente de la N-II. Para ello, tras realizar el análisis hidráulico descrito en el apartado 6.1 de esta memoria, se accede a la función “*Scour at Bridges*”.

Al abrir dicha función, automáticamente el programa accede al archivo de salida obtenido anteriormente y toma los resultados de la sección de aproximación, la sección justo arriba del puente y las secciones dentro del puente. Por tanto, Hec-Ras dispone automáticamente de los valores de calado, velocidad y número de Froude en el punto inmediatamente aguas arriba de las pilas:

- Calado: 6,99 m.
- Velocidad: 1,28 m/s.
- N° de Froude: 0,085.

Estos datos deben ser completados con los datos geométricos del puente y, en especial, de las pilas del mismo:

- Pilas de nariz redondeada.
- Ángulo de ataque nulo.
- $D_{50} = 2,20$  mm.
- $D_{95} = 17,80$  mm.
- Condición del lecho: lecho con formas de fondo correspondientes a dunas medianas.

A partir de los datos introducidos, Hec-Ras asume los valores de los coeficientes definidos en la ecuación de la Universidad del Estado de Colorado (CSU). Como se analizó en el apartado 4.5.1. de este trabajo, dicha formulación emplea la siguiente ecuación para estimar la profundidad de socavación:

$$d_s = 2 \cdot K_f \cdot K_\phi \cdot K_c \cdot K_a \left( \frac{a}{h} \right)^{0,65} \cdot F_r^{0,43} \cdot h$$

Tomando cada parámetro los siguientes valores:

- $K_f$ : coeficiente de corrección por la forma de la pila.  $K_f = K_1 = 1$ .
- $K_\phi$ : coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo.  $K_\phi = K_2 = 1$
- $K_c$ : coeficiente de corrección por la forma del lecho.  $K_c = K_3 = 1,2$ .
- $K_a$ : coeficiente de corrección por el acorazamiento del lecho.  $K_a = K_4 = 1$ .

Por tanto, en este momento Hec-Ras dispone de datos suficientes para proceder al cálculo de la erosión en las pilas del puente, obteniéndose un valor para dicha erosión de 6,28 m.

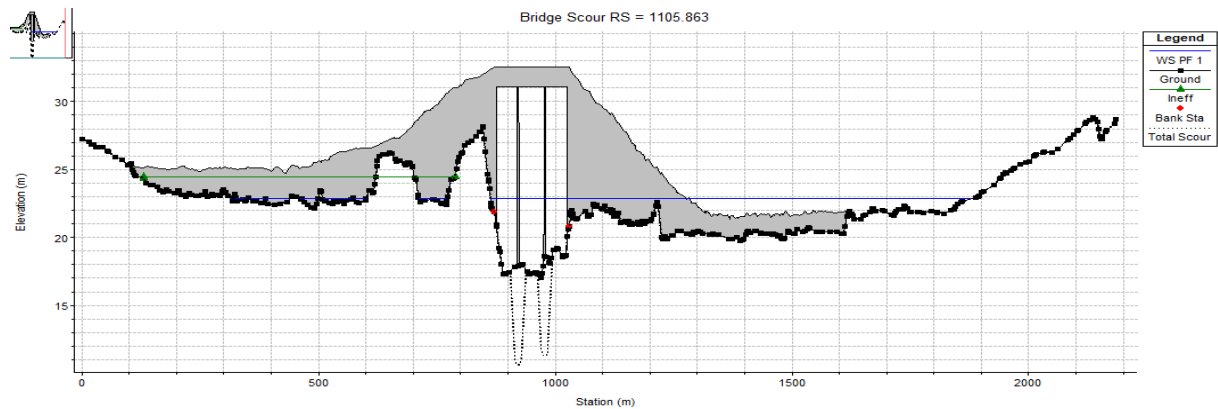


Figura 6-11. Representación de la erosión producida en el Río Tordera por las pilas del puente de la N-II.<sup>105</sup>

Cabe destacar que, como se introdujo en el apartado 4.5.2 de este trabajo, Hec-Ras también permite el cálculo de la erosión debida a la contracción del flujo, la cual tiene lugar por la presencia del puente, así como el cálculo de la erosión local producida en los estribos.

Dado que Hec-Ras dispone de los resultados obtenidos en el análisis de flujo estable realizado, la única información a introducir para la realización de dichos cálculos complementarios es la tipología de los estribos, la cual se corresponde, por simplificación, con estribos verticales (90°). Los resultados obtenidos son los siguientes:

TIPOLOGÍA DE EROSIÓN	VALORES OBTENIDOS
Por contracción del flujo	1,39 m
En pilas	6,28 m
En el estribo derecho	18,62
En el estribo izquierdo	12,48 m

COMBINACIÓN DE EROSIÓN	
Erosión por contracción + Erosión en pilas	7,67 m
Erosión por contracción + Erosión en estribo derecho	20,01 m
Erosión por contracción + Erosión en estribo izquierdo	13,87 m

Figura 6-12. Resultados obtenidos del modelo creado en Hec-Ras para la erosión local en el puente de la N-II.<sup>106</sup>

## 6.5 Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Tordera

En el anejo B.2.1- ESTUDIO MORFODINÁMICO del estudio de Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Tordera, se realiza un estudio de la erosión local potencial máxima en las pilas del Puente de Tordera.

Para ello, la Agencia Catalana del Agua aplicó dos metodologías diferentes:

- Formulación de Richardson: o formulación de la Universidad Estatal de Colorado.

$$d_s = 2 \cdot K_f \cdot K_\phi \cdot K_c \cdot K_a \left( \frac{a}{h} \right)^{0,65} \cdot F_r^{0,43} \cdot h$$

- Formulación europea:  $d_s = K_{yb} \cdot K_I \cdot K_d \cdot K_s \cdot K_\theta \cdot K_G$

<sup>105</sup> Fuente: Modelo de Hec-Ras creado.

<sup>106</sup> Fuente: Elaboración propia a partir de los resultados obtenidos en Hec-Ras.



Aplicando las formulaciones expuestas, en el estudio de Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Tordera se ha obtenido una erosión local potencial máxima en las pilas del mismo de 8 m.

## 6.6 Resultados y conclusiones

A continuación, se presenta una tabla resumen de los valores obtenidos mediante la aplicación de las diferentes metodologías desarrolladas.

	ds (m)
LAURSEN Y TOCH	7.632
LARRAS	4.389
CARSTEN	4.202
ARUNACHALAM	6.263
YAROSLAVTZIEV	1.061
MELVILLE Y SUTHERLAND	4.037
FROEHLICH	7.562
CSU	4.855
EUROPEA	13.180
MODELO HIDRÁULICO CREADO	6.280
MODELO (EROSIÓN PILAS+CONTRACCIÓN)	7.670
AGENCIA CATALANA DEL AGUA	8.000

Figura 6-13. Comparativa entre los resultados obtenidos en las distintas metodologías empleadas.<sup>107</sup>

Como puede observarse, el valor de la erosión obtenido con el modelo hidráulico unidimensional creado para este trabajo, es del mismo orden de magnitud que el obtenido por la Agencia Catalana del Agua, por lo que puede deducirse la veracidad de los resultados obtenidos en el modelo.

En cuanto a los resultados obtenidos mediante la aplicación de las formulaciones empíricas, puede observarse como estos son más dispares. Si nos centramos en la comparativa entre los resultados obtenidos para la aplicación de la formulación de la Universidad Estatal de Colorado (CSU), puede verse como, a pesar de partir de los mismos parámetros iniciales, se obtienen valores diferentes entre la formulación empírica y los dos modelos hidráulicos. Esto puede deberse a que en la formulación se emplea un único valor de velocidad, calado y número de Froude, mientras que los modelos hidráulicos, a pesar de partir de dichos valores, tienen en cuenta el resto del flujo, por lo que los resultados obtenidos con ellos son más exactos y más desfavorables, por lo que se encuentran del lado de la seguridad.

Es importante recordar que las metodologías empleadas proporcionan resultados de erosión máxima, los cuales se darán únicamente si se mantuvieran las condiciones de calado y velocidad de la avenida durante un tiempo suficiente para que se llegue al estado de equilibrio, lo cual no suele producirse.

<sup>107</sup> Fuente: Elaboración propia.

# 7 PROTECCIÓN FRENTE A LA EROSIÓN LOCAL

Una vez analizada la importancia de la erosión local en las pilas de los puentes, es fácil entender la necesidad de disponer de una correcta protección de estos elementos.

Como una primera clasificación de las medidas de protección de las pilas ante la erosión, puede distinguirse entre el caso de protecciones de nuevos puentes y el caso de protecciones de puentes existentes.

- Protección de nuevos puentes: Las medidas de protección se centran en la fase de diseño del puente (ubicación del puente, diseño de luces y diseño adecuado de las pilas).
- Protección de puentes existentes: las medidas de protección se concentran en mejorar las condiciones del material existente para resistir el poder erosivo de la corriente y en reducir dicho poder erosivo

A continuación se analizarán algunas de las protecciones más empleadas y, posteriormente, se analizarán qué soluciones pueden aplicarse al caso de estudio del puente de la N-II.

## 7.1 Tipologías de protecciones frente a la erosión local

### 7.1.1 Profundidad de cimentación suficiente

La estimación de las erosiones que pueden producirse en los lechos fluviales tiene una gran importancia en el diseño de las estructuras; así, un cálculo erróneo puede desembocar en catástrofes para la estructura (Figura 6-1.c), la seguridad humana y la naturaleza. Como recomendación general y con el fin de no comprometer la cimentación, las zapatas de las pilas de los puentes deben colocarse, como mínimo, a la profundidad de la erosión potencial total (Figura 6-1.a). Sin embargo, si las dimensiones de la zapata son elevadas, basta con ubicarla a una profundidad igual a la suma de la profundidad de la erosión general y localizada (Figura 6-1.b), ya que actúa como una gran losa no erosionable.

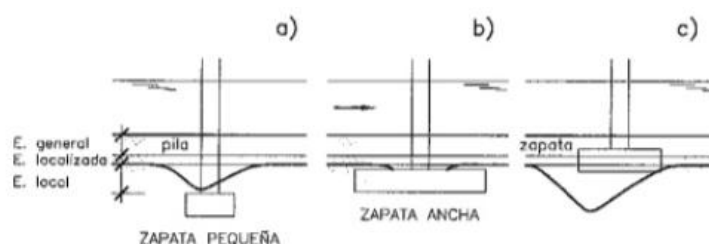


Figura 7-1. Profundidad de cimentación de una zapata.<sup>108</sup>

Sin embargo, en ocasiones estas profundidades son elevadas, por lo que la profundidad de cimentación y, en consecuencia, el coste de la misma se ven incrementados considerablemente. Por tanto, es normal ubicar la cimentación en cotas más elevadas y disponer de dispositivos que reduzcan las erosiones.

### 7.1.2 Manto de escollera

La disposición de un manto de escollera alrededor de la pila supone uno de los dispositivos de reducción de

<sup>108</sup> Fuente: Libro: "Ingeniería de ríos". Juan Pedro Martín Vide. Ediciones UPC. 2002.

erosión más empleados a lo largo de todo el mundo, pues resulta una medida económica, eficaz y relativamente independiente del proyecto del puente. Además, presenta una fácil reparación y mantenimiento, ya que bastará con verter nueva escollera en la zona para intensificar la protección o salvar un déficit de material.

Si bien los elementos que forman el manto no son susceptibles de ser arrastrados por el flujo de agua, se admite un cierto basculamiento de los mismos, manteniéndose la eficacia de la protección si no se desmorona y deja al descubierto el cimientto.

En general, se recomienda colocar este tipo de protección a una profundidad igual a la cota del lecho durante las avenidas, es decir, a la profundidad de la erosión general. Si por motivos constructivos se debiese ubicar a una cota superior, se debe aumentar la extensión en planta del manto.

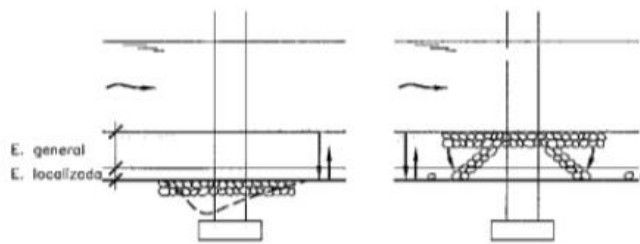


Figura 7-2. Protección con manto de escollera. Posicionamiento correcto e incorrecto.<sup>109</sup>

La estructura de los mantos suele estar formada por dos capas de material y un filtro para evitar que el sustrato se filtre por los huecos. Estos filtros pueden ser de capas de material graduado, de telas plásticas o de geotextiles.

En cuanto a la disposición del manto, debe extenderse alrededor de la pila como una aureola, con una anchura del orden de la erosión local o 2,5 veces el diámetro de la pila.

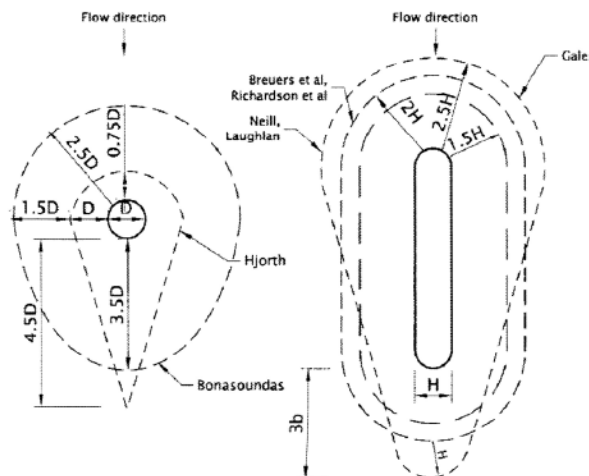


Figura 7-3. Vista en planta y dimensionamiento de la protección de manto de escollera.<sup>110</sup>

### 7.1.3 Revestimiento del lecho con bloques

Protección del lecho mediante la disposición de un revestimiento continuo de la sección transversal del cauce mediante bloques (gaviones, bolsas rellenas articuladas, hormigón, etc.).

<sup>109</sup> Fuente: Libro: "Ingeniería de ríos". Juan Pedro Martín Vide. Ediciones UPC. 2002.

<sup>110</sup> Fuente: "Presentación "Hidráulica Fluvial. Erosión en puentes". Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente. María Bermúdez.

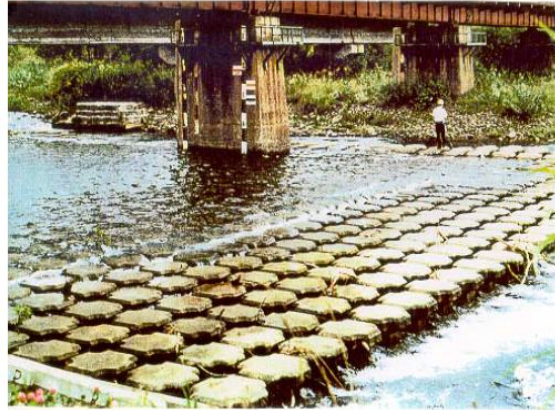


Figura 7-4. Revestimiento del lecho formado por varios bloques de hormigón. Puente Uchigawa, Japón.<sup>111</sup>

En ocasiones se emplean bloques únicos de hormigón, si bien resulta más rentable el uso de varias unidades por tener un funcionamiento más flexible.

El revestimiento con bloques no debe limitarse a la zona del puente, sino que debe extenderse aguas arriba y aguas abajo del mismo para otorgarle una protección completa frente a la erosión general, local y por contracción.

#### 7.1.4 Anillos concéntricos

La disposición de collares o anillos, enteros o perforados, concéntricos con la pila disminuyen la potencia del flujo descendente y de los vórtices de herradura, por lo que reducen considerablemente el poder erosivo de la corriente alrededor de la pila.

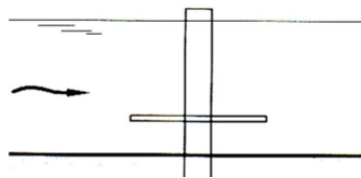


Figura 7-5. Protección de pila mediante anillo concéntrico.<sup>112</sup>

#### 7.1.5 Pilas auxiliares

Según diversas investigaciones, la disposición de pequeñas pilas aguas arriba de las pilas principales de los puentes puede tener efectos positivos frente a la erosión local, pues debido a la presencia de estas se desvía la corriente incidente y, por tanto, disminuye el poder erosivo de los vórtices de herradura.



Figura 7-6. Protección mediante pilas auxiliares.<sup>113</sup>

#### 7.1.6 Pantallas ubicadas aguas arriba de las pilas

De igual forma que con las pilas auxiliares, la instalación de una pantalla vertical aguas arriba de la pila, del mismo ancho que esta, reduce la erosión local en la zona del puente pues reduce la formación de vórtices en el pie de la pila. Es, por tanto, una medida preventiva o de corrección.

<sup>111</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca.

<sup>112</sup> Fuente: Presentación "Hidráulica Fluvial. Erosión en puentes". Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente. María Bermúdez

<sup>113</sup> Fuente: Estudio "Socavación en puentes". Universidad del Cauca.

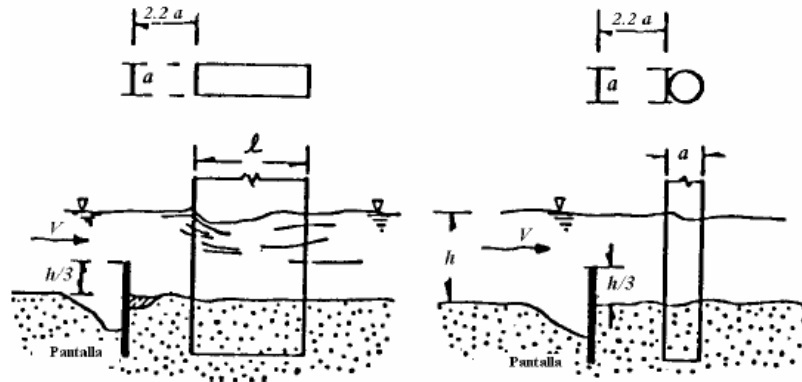


Figura 7-7. Protección mediante pantallas ubicadas aguas arriba de la pila<sup>114</sup>

Como se refleja en la Figura 6-7, la altura óptima de la pantalla sobre el lecho es de  $h/3$  (siendo  $h$  el calado del flujo aguas arriba), ya que da lugar a los mismos resultados que pantallas que llegan hasta la superficie del cauce. Si, además, se ubica a una distancia de la pila igual a 2,2 veces su diámetro, puede conseguirse una reducción de la erosión del orden del 70%.

Destacar negativamente que esta medida únicamente es útil cuando el ángulo de ataque del flujo es nulo.

### 7.1.7 Diques-guías

Otra protección de las pilas es la construcción de diques-guías (“guide-banks” o “spur-dikes”). Esta protección consiste en la disposición de diques a modo de aletas laterales, de forma que conducen las aguas desbordadas en la llanura de inundación hacia los vanos del puente, acentuando el proceso erosivo y desplazándolo hacia aguas abajo.

Autores como Bradley y Neill coinciden en que el trazado en planta más adecuado para estos diques se corresponde con el de un cuarto de elipse con relación de ejes 0,4, aunque no se ha llegado a alcanzar ningún consenso general.

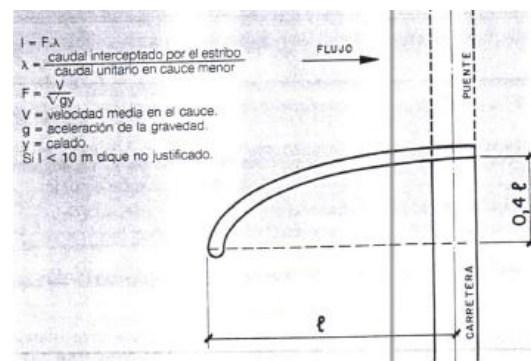


Figura 7-8. Protección mediante dique-guía. Vista en planta.<sup>115</sup>

## 7.2 Propuestas de protección para el Puente de la N-II

Una vez analizadas las distintas medidas existentes para la protección frente a la erosión local en pilas de puentes, se valorará cuál será la opción más viable para la protección del puente de la N-II sobre el Río Tordera.

<sup>114</sup> Fuente: Estudio “Socavación en puentes”. Universidad del Cauca.

<sup>115</sup> Fuente: Publicación del MOPU. “Control de la erosión fluvial en puentes”. José Ramón Témez Peláez y José Antonio Hinojosa Cabrera (Servicio de Geotecnia del Área de Tecnología de la Dirección General de Carreteras del MOPU. Septiembre 1988.

### **PROFUNDIDAD CORRECTA DE CIMENTACIÓN:**

Como se ha comentado, la cimentación de las pilas debería ubicarse a una profundidad igual a la profundidad de la erosión potencial total o, como mínimo, a la profundidad igual a la suma de la erosión general y la localizada. Sin embargo, como se ha visto en el capítulo anterior, esta profundidad es del orden de 7 m, por lo que el coste de la cimentación sería muy elevado.

Además, se trata de una estructura existente, por lo que la modificación de la cimentación no tendría sentido.

### **PILAS AUXILIARES, PANTALLAS AGUAS ARRIBA:**

La disposición de pilas auxiliares o pantallas aguas arriba del puente sería una solución viable. Sin embargo, estas medidas principalmente suponen un desplazamiento de la zona de erosión, no de la eliminación de la misma, y, además, si la distancia entre estas protecciones auxiliares y las pilas no es la adecuada, las pilas quedarán desprotegidas, por lo que su instalación no surtiría efecto.

### **REVESTIMIENTO DEL LECHO CON BLOQUES:**

En cuanto a aplicar un revestimiento completo del lecho en la zona del puente mediante bloques de hormigón, esta solución parece totalmente inviable, ya que se requeriría el revestimiento de una gran superficie, por lo que es coste sería elevado. Además, este tipo de actuaciones supone una gran alteración del medio fluvial.

### **MANTO DE ESCOLLERA:**

Como se analizó anteriormente, la disposición de un manto de escollera alrededor de la pila supone uno de los dispositivos de reducción de erosión más empleados a lo largo de todo el mundo, pues resulta una medida económica, eficaz y relativamente independiente del proyecto del puente. Por ende, y dado todo lo comentado anteriormente de las otras medidas de protección, la disposición de un manto de escollera alrededor de las pilas del puente supone la solución más viable como sistema de protección frente a la erosión local en las mismas.

El dimensionamiento de la escollera se limita a la definición del tamaño medio de la piedra, quedando el resto de aspectos de su definición en segundo plano. Para dicho dimensionamiento existe un considerable número de formulaciones empíricas, siendo la variable más determinante la velocidad de la corriente.

Para el dimensionamiento de la escollera de protección de las pilas del puente de la N-II se ha empleado la formulación de Ishbash, de uso extendido y recomendada por HEC-18 y HEC-23. Según dicha metodología:

$$d_{50} = \frac{0.692 (K_1 V_{med})^2}{(\gamma_s - 1)2g}$$

Siendo:

- $D_{50}$ : Tamaño medio de la escollera (m).
- $V_{med}$ : Velocidad media del flujo en las inmediaciones de las pilas del puente.
- $\gamma_s$ : peso específico de la escollera (generalmente 2,65 t/m<sup>3</sup>).
- $K_1$ : factor que tiene en cuenta la forma de las pilas (1,5 para pilas redondeadas o 1,7 para pilas cuadradas).

Dado que la velocidad en la sección inmediatamente aguas abajo del puente (3,88 m/s) es mayor que en la de aguas arriba, se utilizará este valor en el cálculo de la escollera, ya que así se estaría del lado de la seguridad.

Por tanto, aplicando la formulación de Ishbash, se obtiene un tamaño de escollera de 0,724 m, por lo que se podría emplear escollera de 75 cm de diámetro medio.

$$d_{50} = \frac{0.692 (K_1 V_{med})^2}{(\gamma_s - 1)2g} = d_{50} = \frac{0.692 (1,5 \cdot 3,88)^2}{(2,65 - 1) 2 \cdot 9,81} = 0,724 \text{ m.}$$

En cuanto a la disposición en planta de la escollera, en la publicación del MOPU. “*Control de la erosión fluvial en puentes*”, se dicta que “*en cualquier caso, la extensión del manto debe ser superior a 4 veces el diámetro de la esfera equivalente a los elementos de escollera*”<sup>116</sup>. Por tanto, en el caso del puente de la N-II, la extensión mínima del manto de escollera (en la dirección transversal al flujo) deberá ser de 3 m.

Por último, en dicha publicación se recomienda el uso de filtros intermedios cuando la diferencia entre el tamaño del material del lecho del cauce y el de la escollera. Dicho material deberá estar graduado entre el 20% del tamaño medio de la escollera (15 cm) y tres veces el del lecho (unos 7 cm), disponiéndose en una capa de espesor igual al 50% del tamaño medio de la escollera (37,5 cm).

---

<sup>116</sup> Fuente: Publicación del MOPU. “*Control de la erosión fluvial en puentes*”. José Ramón Témez Peláez y José Antonio Hinojosa Cabrera (Servicio de Geotecnia del Área de Tecnología de la Dirección General de Carreteras del MOPU. Septiembre 1988.

## 8 CONCLUSIONES

A lo largo de este Trabajo Fin de Máster se ha analizado la problemática que supone la erosión local generada alrededor de las pilas de los puentes: se ha definido el marco teórico de dicho problema, se han estudiado las diferentes metodologías existentes para la estimación del mismo (habiéndose aplicado a un caso concreto) y se han descrito las distintas tipologías de protecciones que pueden instalarse para contrarrestarlo.

En primer lugar, tras desarrollar este trabajo, queda confirmada la gravedad de este problema, pues a pesar de los estudios e investigaciones desarrollados a lo largo del tiempo sobre el tema, la erosión local en las pilas de los puentes sigue suponiendo un reto en la actualidad, pues incluso en este mes de octubre de 2018 se ha registrado en Aguadulce (Sevilla) la caída del puente de ferrocarril que une Sevilla y Málaga y, Tucumán (Argentina) la caída del puente sobre el río Sala en Tucumán.

La erosión se origina con el complejo fenómeno tridimensional que tiene lugar en las cercanías de las pilas, al encontrarse el flujo con las mismas, el cual está formado por un flujo descendente en la parte frontal de la pila y por la interacción entre los vórtices de estela y de herradura aguas abajo de esta.

Si bien este fenómeno depende de una gran serie de parámetros hidráulicos (velocidad, calado, pendiente, etc.), del tipo de material del fondo (diámetro medio, forma, etc.) y de la geometría de las pilas; se entiende que los factores más determinantes son:

- Las características de las pilas, concretamente el tamaño (ancho) de las mismas y, por tanto, la orientación de estas frente al flujo, pues cuanto mayor sea el ángulo que formen, mayor sección de la pila estará expuesta al flujo y, por tanto, el flujo y los vórtices asociados al mismo actuará sobre una superficie mayor.
- La velocidad del flujo, ya que está estrechamente relacionada con la capacidad de arrastre del flujo.

Esta afirmación queda demostrada en las múltiples metodologías empíricas existentes, ya que son las variables más empleadas para el cálculo de la erosión.

	Hidráulicos		Geométricos			Geotécnicos		
	v	h	A	Forma	Ø	D	Acorazamiento	ys
LAURSEN Y TOCH		1	1	1	1			
LARRAS			1	1	1			
CARSTEN	1		1	1		1		1
ARUNACHALAM	1		1					
YAROSLAVTZIEV	1	1	1	1	1	1		
MELVILLE Y SUTHERLAND	1	1	1	1	1	1	1	
FROELICH	1	1	1	1	1	1		
CSU	1	1	1	1	1	1	1	
EUROPEA	1	1	1	1	1	1		
	7	6	9	8	7	6	2	1

Figura 8-1. Contabilización de los parámetros empleados en las distintas formulaciones empíricas.<sup>117</sup>

<sup>117</sup> Fuente: Elaboración propia.



Sin embargo, puede decirse que actualmente no existe ninguna solución robusta para la socavación local en pilas, pues existe una gran variabilidad entre los resultados obtenidos para cada una de las formulaciones anteriormente señaladas. Este hecho queda constatado en el cálculo de erosión realizado en este trabajo, en el que los resultados obtenidos de la aplicación de cada metodología son muy dispares, a pesar de haber empleado en todos los casos los mismos valores que definen los distintos parámetros hidráulicos, geométricos y geotécnicos.

La metodología que podría representar de manera más fehaciente la erosión local es la utilización de modelos hidráulicos tridimensionales. Sin embargo, el coste computacional que conllevan es excesivo, en especial si se desea realizar un estudio de detalle del foso de socavación, el cual requeriría un mallado de la zona muy fino. Además, estos modelos están en constante desarrollo, habiéndose iniciado su investigación hace escasos años, por lo que todavía requieren de un periodo de adaptación y calibración.

En cuanto a los modelos hidráulicos unidimensionales, estos no representan de forma exacta la realidad, ya que no son capaces de analizar fielmente los patrones complejos de flujo que surgen alrededor de las estructuras. Por tanto, no son los modelos más adecuados para estudiar la problemática de la erosión local. Sin embargo, suponen una simplificación bastante buena del problema y de fácil aplicación, lo cual queda reflejado en los resultados obtenidos en el modelo hidráulico creado en este trabajo, pues son del mismo orden que los obtenidos por la Agencia Catalana del Agua.

Para finalizar con esta comparativa entre las metodologías que pueden emplearse en el cálculo de la erosión local en pilas, decir que los modelos físicos suelen emplearse únicamente con fines de investigación (por ejemplo, en el desarrollo de formulaciones empíricas para el cálculo de tal fenómeno). Además, generalmente, suelen emplearse canales hidráulicos (de sección rectangular) como modelo físico, por lo que la geometría del cauce y de las llanuras de inundación no queda suficientemente representada.

Así, cuando se pretende realizar el cálculo de la erosión local en pilas de puentes en la fase de redacción de un proyecto, suelen emplearse las formulaciones empíricas, que, a pesar de no tener en cuenta todos los fenómenos y parámetros que definen fielmente la erosión, aportan una estimación inicial de dicho valor de forma mucho más rápida y sencilla que mediante el empleo de cualquier metodología.

Por tanto, es importante recalcar la necesidad de continuar con las investigaciones en el campo de la erosión local, de forma que puedan tenerse en cuenta factores importantes como la estratigrafía del lecho, la distinción entre suelos cohesivos y no cohesivos, la duración de la avenida y la intensidad de la misma (actualmente las formulaciones empíricas desarrolladas son aplicables a la socavación bajo condiciones de flujo permanente), etc.

## 9 BIBLIOGRAFÍA

---

A continuación se indicará la bibliografía empleada para cada uno de los capítulos en los que se ha distribuido este Trabajo de Fin de Máster.

### **PUNTO 1. Objetivos**

- 2do. Congreso Iberoamericano y X Jornada “*Técnicas de Restauración y Conservación del Patrimonio*”. Exposición: “*Puente carretero sobre el Arroyo Leyes: 69 años de servicio e historia*”,
- Diario digital El Economista: <http://ecodiario.eleconomista.es/sociedad/cronicas/3308/09/12/Siga-en-directo-los-efectos-de-las-lluvias-torrenciales-de-este-viernes-en-la-Pennsula.html>
- Diario digital El Pais: [https://elpais.com/diario/2001/03/06/internacional/983833201\\_850215.html](https://elpais.com/diario/2001/03/06/internacional/983833201_850215.html) y [https://elpais.com/politica/2012/09/28/actualidad/1348844992\\_013897.html](https://elpais.com/politica/2012/09/28/actualidad/1348844992_013897.html)
- Diario digital ABC: [http://www.abc.es/hemeroteca/historico-24-03-2006/abc/Catalunya/denuncian-deficiencias-en-el-proyecto-del-siniestrado-puente-de-esparreguera\\_142863662142.html](http://www.abc.es/hemeroteca/historico-24-03-2006/abc/Catalunya/denuncian-deficiencias-en-el-proyecto-del-siniestrado-puente-de-esparreguera_142863662142.html)
- Diario digital El Correo: <http://elcorreoweb.es/provincia/abre-al-trafico-el-puente-romano-de-aguadulce-FA45524>
- Revista digital El Federal: <http://www.elfederal.com.ar/inundaciones-el-agua-rompio-un-puente-en-tucuman/>
- Cadena Ser: [http://cadenaser.com/emisora/2018/10/22/album/1540203896\\_282972.html#1540203896\\_282972\\_1540207584](http://cadenaser.com/emisora/2018/10/22/album/1540203896_282972.html#1540203896_282972_1540207584)

### **PUNTO 2. Transporte de sedimentos**

- Wikipedia
- Twitter: <https://twitter.com/juantnavarro/status/983399093803405313>
- Educalingo: <https://educalingo.com/es/dic-es/acorazamiento>
- Blog Grupo Sedimentología: <http://sedimentologiagrupo04.blogspot.es/tags/sedimentologiaparatodos/>
- Libro: “*Hidráulica Fluvial. Principios y práctica*”. Eduardo Martínez Marín. Bellisco, Ediciones Técnicas y Científicas. 1ª Edición 2001.
- Libro: “*Ingeniería de ríos*”. Juan Pedro Martín Vide. Ediciones UPC. 2002.
- Tesina: “*Estudio sobre estabilidad de traviesas y lechos de escollera con transporte sólido*”. Patricia Jiménez Puig. 2005-2006. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.
- Estudio “*Obras Fluviales*”. Cátedra de Obras Hidráulicas.
- Presentación: “*Introducción Hidráulica fluvial. Obras Hidráulicas*”. Grupo de Ingeniería del Agua y del

Medio Ambiente.

- Presentación: Sedimentología. Morfometría. Año 2011.

### **PUNTO 3. Erosión fluvial**

- Libro: “*Hidráulica Fluvial. Principios y práctica*”. Eduardo Martínez Marín. Bellisco, Ediciones Técnicas y Científicas. 1ª Edición 2001.
- Libro: “*Ingeniería de ríos*”. Juan Pedro Martín Vide. Ediciones UPC. 2002.
- Revista Ingeniería del Agua. 2008, vol.15 nº 2. Artículo: “*Erosión general en ríos aluviales*”. H. Daniel Fariás, M. Teresita Pilán, Luis A. Olmos y Francisco J. Pece. Instituto de Recursos Hídricos, FCE y T-UNSE.
- Tesis: “*Investigación hidráulica y sedimentológica del tramo urbano del Río Piura*”. Marcos Miguel Velasco Ocaña. Octubre 2002. Facultad de Ingeniería. Universidad de Piura (Perú).
- Trabajo Fin de Máster: “*Influencia de la contracción y de los cambios de rigidez del lecho en las condiciones críticas de inicio del movimiento aguas abajo de puentes sobre cauces*”. Beatriz Nacher Rodríguez. Septiembre 2012. Valencia.
- Estudio: “*Control de erosión en zonas tropicales*”. Jaime Suárez Díaz. 2001. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos. Bucaramanga (Colombia).
- Estudio “*Socavación en puentes*”. Universidad del Cauca.
- Informe Técnico Final de Práctica Supervisada: “*Formulación de un modelo de comportamiento de pilas fundadas con pilotes sometidas a erosión para la inspección y mantenimiento de puentes*”. María Nieves Rinaudi. Diciembre 2016. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba.

### **PUNTO 4. Erosión local en pilas de puentes**

- Página oficial de Computational Hydro-engineering Technology: [www.comphydrotech.com](http://www.comphydrotech.com)
- Libro: “*Hidráulica Fluvial. Principios y práctica*”. Eduardo Martínez Marín. Bellisco, Ediciones Técnicas y Científicas. 1ª Edición 2001.
- Tesis: “*El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes*”. Mariella Carmen Caminati Briceño. 2003. Universidad de Piura (Perú).
- Tesis “*Estudio experimental de la erosión local en pilas de puente cuadradas. Influencia de la anchura de la pila*”. Marina Bermúdez Badia. Argentina.
- Tesis “*Formulación de un modelo de comportamiento de pilas fundadas con pilotes sometidas a erosión para la inspección y mantenimiento de puentes*”. María Nieves Rinaudi. 2016. Universidad Nacional de Córdoba.
- Trabajo Fin de Máster: “*Influencia de la contracción y de los cambios de rigidez del lecho en las condiciones críticas de inicio del movimiento aguas abajo de puentes sobre cauces*”. Beatriz Nacher Rodríguez. Septiembre 2012. Valencia.
- Estudio: “*Nociones sobre erosión local en pilas de puentes y espigones*”. GITS (Sediment Transport Research Group).
- Estudio “*Socavación en puentes*”. Universidad del Cauca.

- Artículo “*Métodos para el cálculo de la socavación local en pilas de puentes.*” Antonio Campa Rodríguez y Fernando Rafael Astorga Bustillos. TECNOCENCIA Chihuahua. Vol.IX, núm.1. Enero-Abril 2015.
- Manual de Usuario del software HEC-RAS (“*HEC-GeoRAS. GIS Tools for Support of HEC-RAS using ArcGIS 10*”). US Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center).

### **PUNTO 5. Puente de Tordera**

- Wikipedia.
- CEDEX. Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo.
- Libro Catálogo. El Museo Eduardo Torroja. Fundación Eduardo Torroja. Edición y diseño: Pepa Cassinello.
- Revista Ingeniería del Agua. 2005, vol.12 nº 1. Artículo: “*Incisión, erosión transitoria y formas de fondo en los tramos medio y bajo del Río Tordera*”. J.P. Martín Vide, R.J.Batalla, M. Roca Collell, A. Rovira y A. Andreatta.
- Proyecto final de carrera “*Dinámica de usos de suelo y paisaje en la cuenca del Tordera (1987, 1992, 1997 y 2002)*”. Jorge Sánchez Valdez. Barcelona, julio 2011. Universidad Autónoma de Barcelona. Facultad de Ciencias.
- Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. A.1.3 – Geología de la cuenca del Río Tordera. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
- Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. A.1.5 – Usos del suelo. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
- Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.2.1 – Estudio Hidrológico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
- Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. B.1 – Estudio pluviométrico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
- Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.4 – Estudio Morfodinámico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
- Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.4.1 – Dinámica Fluvial. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
- Ficha técnica del Puente de la N-II sobre el Río Tordera, recogida en el Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo A.2.4 – Catálogo de puentes. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
- Presentación: “*Water in Catalonia. Diagnosis and proposed actions*”. Agencia Catalana del Agua. Junio 2008.

### **PUNTO 6. Estudio propio de la erosión local**

- Estudio “*Planificación del espacio fluvial de la cuenca del Tordera*”, Cabot , L. Godé , A. Munné , L. Correa, Área de Planificación. Agencia Catalana del Agua. (Departament de Medi Ambient. Generalitat de Catalunya).
- Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.3. – Estudio Hidráulico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.

- Ficha técnica del Puente de la N-II sobre el Río Tordera, recogida en el Estudio: “Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera”. Anejo A.2.4 – Catálogo de puentes. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.

#### **PUNTO 7. Protección frente a la erosión local**

- Libro: “*Ingeniería de ríos*”. Juan Pedro Martín Vide. Ediciones UPC. 2002.
- Publicación del MOPU. “*Control de la erosión fluvial en puentes*”. José Ramón Témez Peláez y José Antonio Hinojosa Cabrera (Servicio de Geotecnia del Área de Tecnología de la Dirección General de Carreteras del MOPU. Septiembre 1988.
- Tesis de Máster “*Estudio estadístico del inicio del movimiento en las protecciones contra la erosión en obras fluviales. Diseño de las instalaciones y experimentos con aplicación a pilas de puentes y protección de orillas*”. Cristina Fernández López. Barcelona, junio 2013. Universidad Politécnica de Cataluña
- Estudio “*Socavación en puentes*”. Universidad del Cauca.
- Presentación “*Hidráulica Fluvial. Erosión en puentes*”. Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente. María Bermúdez.

#### **ANEJO 1. Modelo unidimensional del Río Tordera mediante Hec-Ras**

- CEDEX. Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo.
- Instituto Geográfico Nacional (Centro de Descargas. Centro Nacional de Información Geográfica).
- Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. B.4.2 – Coeficientes de rugosidad de Manning en la llanura de inundación del Río Tordera. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
- Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.2.1 – Estudio Hidrológico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
- Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. B.4 – Estudio morfodinámico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
- Ficha técnica del Puente de la N-II sobre el Río Tordera, recogida en el Estudio: “Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera”. Anejo A.2.4 – Catálogo de puentes. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
- Manual de Usuario del software HEC-RAS (“*HEC-GeoRAS. GIS Tools for Support of HEC-RAS using ArcGIS 10*”. US Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center).

## **ANEJO 1: MODELO UNIDIMENSIONAL DEL RÍO TORDERA MEDIANTE HEC-RAS**

---

## ÍNDICE

1. Introducción.
2. Documentación de partida.
3. Modelización.
  - 3.1. Preproceso.
  - 3.2. Modelo en Hec-Ras.
    - 3.2.1. Datos de flujo.
    - 3.2.2. Geometría del río.
    - 3.2.3. Geometría del puente.
    - 3.2.4. Análisis de flujo estable.
    - 3.2.5. Calibración del modelo.
    - 3.2.6. Cálculo de la erosión del río Tordera en el Puente de la N-II.

## 1. Introducción

En el presente anejo se desarrollará el procedimiento seguido en la modelización del Río Tordera mediante el software Hec-Ras, con el fin de estimar la erosión local producida por la presencia de las pilas del puente de la N-II, a la altura del núcleo urbano de Tordera.

Para ello se ha empleado la versión 4.1.0 de Hec-Ras.

## 2. Documentación de partida

Para la realización del modelo del Río Tordera mediante el software Hec-Ras, se ha empleado la siguiente documentación:

- Modelo Digital del Terreno: MDT05 – Instituto Geográfico Nacional (Centro de Descargas. Centro Nacional de Información Geográfica).
- Ortofoto: Ortofoto PNOA Máxima Actualidad – Instituto Geográfico Nacional (Centro de Descargas. Centro Nacional de Información Geográfica).
- Usos del suelo: Mapa de usos del suelo del SIOSE – Instituto Geográfico Nacional (Centro de Descargas. Centro Nacional de Información Geográfica).
- Coeficientes de rugosidad (Manning):
  - Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.4.2. – Coeficientes de rugosidad de Manning en la llanura de inundación del Río Tordera. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
  - Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.3. – Estudio Hidráulico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
- Caudales: Estudio “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.2.1 – Estudio Hidrológico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.

## 3. Modelización

A continuación se analizan los pasos seguidos en la modelización mediante Hec-Ras.

### 3.1. Preproceso

Previamente a la simulación mediante Hec-Ras, se ha desarrollado la geometría del modelo empleando el módulo Hec-GeoRAS de ArcGIS, software de uso extendido para sistemas de información geográfica.

Esta extensión permite crear un archivo de importación de Hec-Ras que contenga los datos geométricos de un modelo de terreno digital (MDT) existente y de un conjunto de datos complementario. Así, el archivo de importación contiene información sobre ríos del modelo, estaciones, líneas de secciones transversales, longitudes de alcance entre secciones, coeficientes de rugosidad, áreas ineficaces, estructuras, áreas de almacenamiento, etc.

Para el desarrollo del modelo se han seguido los pasos establecidos en el manual de usuario del software (“*HEC-GeoRAS. GIS Tools for Support of HEC-RAS using ArcGIS 10*”. *US Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center*).

Partiendo del modelo digital del terreno, con apoyo de las ortofotos disponibles de la zona de estudio, se han creado las capas correspondientes a:

- la línea central de la corriente (*Stream Centerline*),
- los límites del canal principal (*Main Chnnel Banks*),



- las líneas límites de la trayectoria del flujo (*Flow Path Centerlines*),
- las líneas en las que se crearán las secciones transversales (*Cross-sectional cut lines*),
- la línea en la que se ubicará el puente (*Bridge*) y
- los usos del suelo (*Land Use*).

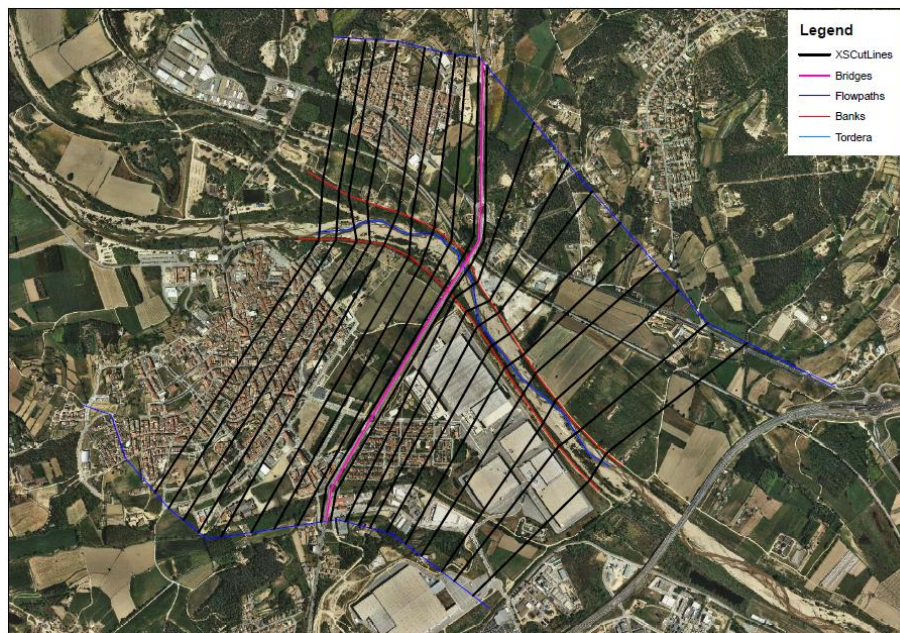


Figura 0-1. Capas creadas con el módulo Hec-GeoRas de ArcGIS.<sup>118</sup>

Como puede observarse en la Figura 0-1, el modelo se inicia en la confluencia de los brazos del Río Tordera que forman la Isla del Tordera, a una distancia de 712,083 m del puente de la N-II, y finaliza a una distancia de 1.066,2843 m del mismo, a una distancia suficiente para que los efectos de la expansión del flujo tras el puente no distorsione los resultados del modelo.

El punto de origen del modelo se ha elegido tras la Isla del Tordera, pues, de haberse iniciado aguas arriba de dicho punto, el modelo no habría sido capaz de simular correctamente el reparto de caudales entre los dos brazos, ya que se trata de un modelo unidimensional. Además, por el brazo interior del Tordera (excluido en la simulación de este trabajo) sólo circula agua cuando el caudal del río es muy elevado, ya que en el inicio de este existe una mota, la cual impide la entrada de agua en el mismo para caudales bajos. Sin embargo, se desconoce el nivel de reparto de caudales entre ambos brazos en esta situación, por lo que, de haber empleado otro tipo de modelo, tampoco se habría podido simular correctamente el flujo del río. Por tanto, se ha realizado esta simplificación del modelo, la cual es válida para el carácter del estudio que se pretende realizar.

En cuanto a la disposición de la secciones, estas se han dispuesto perpendiculares a la dirección de la corriente, separadas entre sí a una distancia media de 94 m (separación mínima de 22,167 m; separación máxima de 167,301 m).

Además, para la creación de las secciones de referencia del puente, se tuvieron en cuenta las recomendaciones establecidas en el manual de usuario de Hec-Ras. En dicho manual, se recomienda, para una correcta simulación de la contracción y expansión del flujo en las inmediaciones de un puente, definir un mínimo de 4 secciones:

<sup>118</sup> Fuente: Plano 004-01.

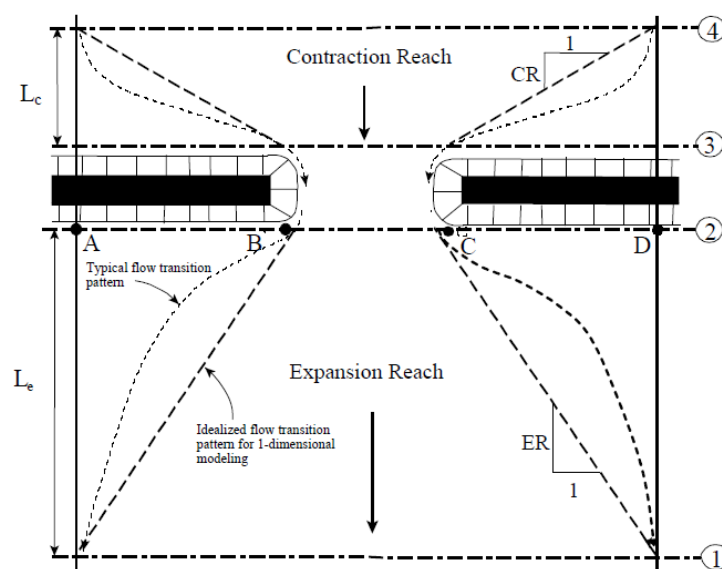


Figura 0-2. Localización de las secciones de estudio de un puente.<sup>119</sup>

- **Sección transversal 1:** Ubicada suficientemente aguas abajo de la estructura, de forma que el flujo no se vea afectado por la estructura. En la siguiente tabla, disponible en el manual de usuario de Hec-Ras, se establecen rangos de relaciones de expansión en función del grado de contracción ( $b/B$ ), la pendiente del cauce ( $S$ ) y la relación entre las rugosidades del cauce principal y de las llanuras de inundación ( $nob/nc$ ).

		$nob / nc = 1$	$nob / nc = 2$	$nob / nc = 4$
$b/B = 0.10$	$S = 1 \text{ ft/mile}$	1.4 – 3.6	1.3 – 3.0	1.2 – 2.1
	5 ft/mile	1.0 – 2.5	0.8 – 2.0	0.8 – 2.0
	10 ft/mile	1.0 – 2.2	0.8 – 2.0	0.8 – 2.0
$b/B = 0.25$	$S = 1 \text{ ft/mile}$	1.6 – 3.0	1.4 – 2.5	1.2 – 2.0
	5 ft/mile	1.5 – 2.5	1.3 – 2.0	1.3 – 2.0
	10 ft/mile	1.5 – 2.0	1.3 – 2.0	1.3 – 2.0
$b/B = 0.50$	$S = 1 \text{ ft/mile}$	1.4 – 2.6	1.3 – 1.9	1.2 – 1.4
	5 ft/mile	1.3 – 2.1	1.2 – 1.6	1.0 – 1.4
	10 ft/mile	1.3 – 2.0	1.2 – 1.5	1.0 – 1.4

Figura 0-3. Rango de coeficientes de expansión.<sup>120</sup>

En el caso de estudio  $b/B = 0,0677$ ,  $nob/noc = 2$  y  $S = 0.0023$  ( $\sim 10 \text{ ft/mile}$ ), por lo que el coeficiente de expansión se encuentra dentro del rango 1,2-1,5. Empleando un coeficiente de 1,5, la longitud de expansión es de 223,5 m.

- **Sección transversal 2:** Ubicada a una corta distancia del puente, representando el terreno natural justo aguas abajo del mismo.
- **Sección transversal 3:** Ubicada a una corta distancia del puente, aguas arriba del mismo, representando el terreno natural justo antes del terraplén de la carretera.

<sup>119</sup> Fuente: Manual del software Hec-Ras.

<sup>120</sup> Fuente: Manual del software Hec-Ras.

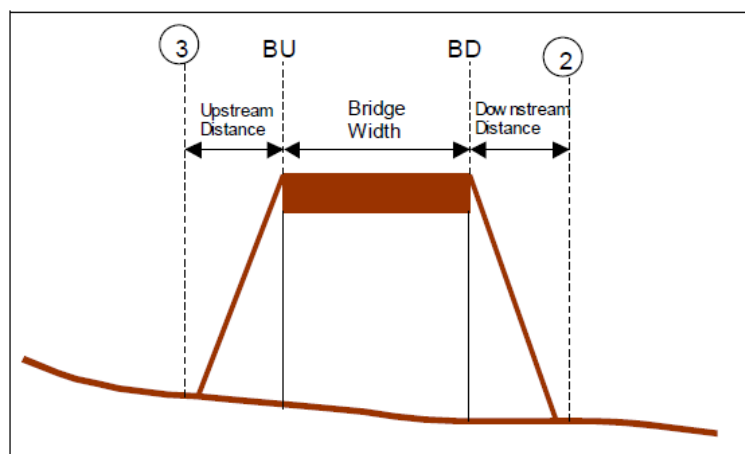


Figura 0-4. Perfil de un puente, indicando las distancias a las secciones de aguas arriba y aguas abajo.<sup>121</sup>

- **Sección transversal 4:** Ubicada donde las líneas del flujo son aproximadamente paralelas y la sección transversal es completamente efectiva. La distancia entre esta sección y la sección transversal 3 puede tomarse como la longitud promedio de la contracción lateral causada por los pilares del puente.

En el caso de estudio, se ha tomado la sección transversal 2 a una distancia del eje del puente de 22,167 m y, la sección 3, a 26,956 m del mismo. En cuanto a las secciones 1 y 4, dado que estas deberían ubicarse a 223,5 y 150 m respectivamente del puente (distancias muy elevadas), se ha decidido disponer de secciones intermedias, que recojan de una mejor forma la contracción y expansión del flujo.

Por otro lado, la capa de usos de suelos se ha definido a partir del Mapa de Usos de Suelos del SIOSE, contrastándose la información con las ortofotos de la zona. En cuanto a los valores otorgados a los coeficientes de Manning, que determinan la rugosidad de cada uno de los usos de suelo, decir que se han empleado los recogidos en el Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.4.2. – Coeficientes de rugosidad de Manning en la llanura de inundación del Río Tordera. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.

El coeficiente de rugosidad empleado para el Río Tordera tiene en cuenta las formas de fondo generadas en el lecho de cauce. Dicho valor, así como el cálculo del mismo, viene recogido en el Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.3. – Estudio Hidráulico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.

CATEGORÍA	MANNING
Río Tordera	0.0253
Arbustos, bosquines y vegetación de ribera	0.075
Cultivos (cereales, huerta, vid)	0.04
Extracción de áridos	0.025
Viales	0.015
Edificaciones	0.013

Figura 0-5. Coeficientes de Manning empleados en función del uso del terreno.<sup>122</sup>

<sup>121</sup> Fuente: Manual del software Hec-Ras

<sup>122</sup> Fuente: Elaboración propia.



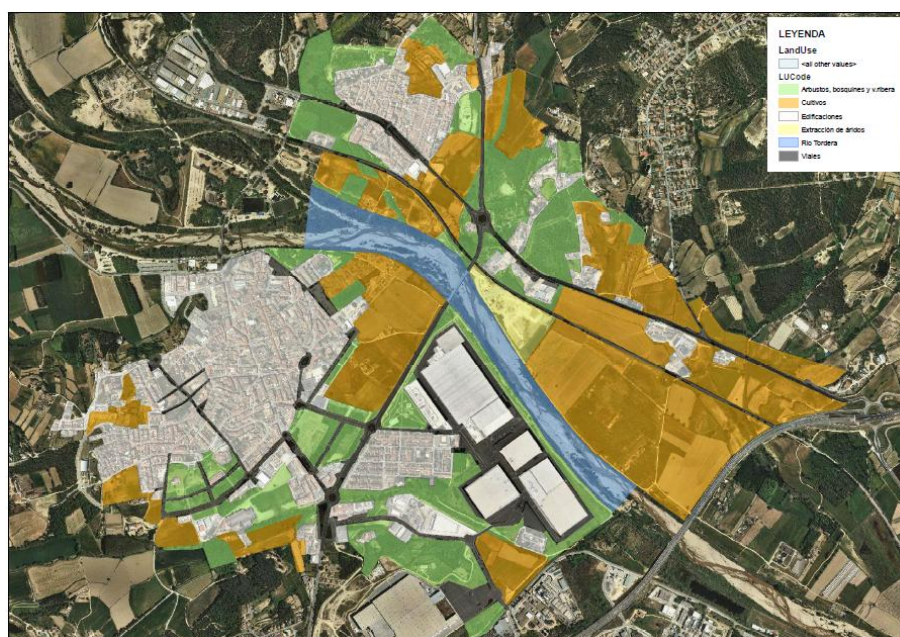
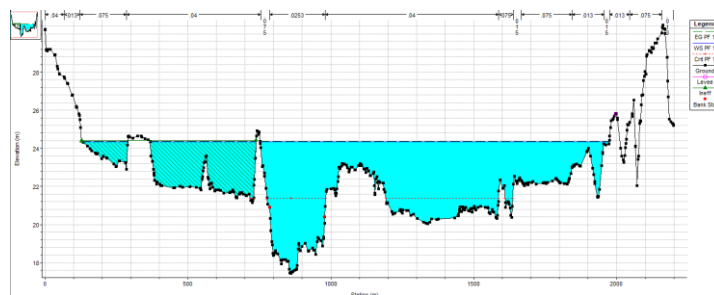


Figura 0-6. Usos del suelo.<sup>123</sup>

Por último, se han introducido en el modelo áreas inefectivas. Un área inefectiva es aquella parte de la sección que, cuando queda inundada, no contribuye al flujo del agua en el sentido principal de la corriente, comportándose únicamente como una zona de almacenamiento de agua. Si dichas zonas no quedaran señaladas como tal, Hec-Ras las contemplaría como una parte más de la sección, sobreestimando la capacidad de desagüe de la llanura de inundación.

En la zona de estudio se han señalado 3 zonas como áreas inefectivas:

- Población de Sant Pere: Aguas arriba del puente de la N-II, en la margen izquierda del río, se ha señalado un área inefectiva.



Figuras 0-7. Población de Sant Pere y sección 1219,197 del modelo de Hec-Ras.<sup>124</sup>

Si se observa dicha zona, puede deducirse que, para que la lámina de agua alcance San Pere, debe alcanzar una cota superior a la línea de ferrocarril y a la carretera GI-512, lo cual no ocurre, como podrá comprobarse posteriormente en la simulación (ver figuras 0-7). Sin embargo, el agua si puede llegar hasta dicha zona a través de las obras de paso existentes en ambas vías, aunque su velocidad no será la misma que la del flujo principal, ni circulará en la misma dirección.

Por tanto, se ha introducido un área inefectiva desde la vía de ferrocarril, pues de disponer de levees en estas vías, no se estaría siendo fiel a la realidad.

<sup>123</sup> Fuente: Plano 004-02.

<sup>124</sup> Fuente: Elaboración propia.

- Zonas agrícolas tras la zona de extracción de áridos: En esta zona, ubicada aguas abajo del puente de la N-II, en la margen izquierda del río, ocurre algo similar a lo sucedido en Sant Pere, pues es atravesada por las mismas vías.

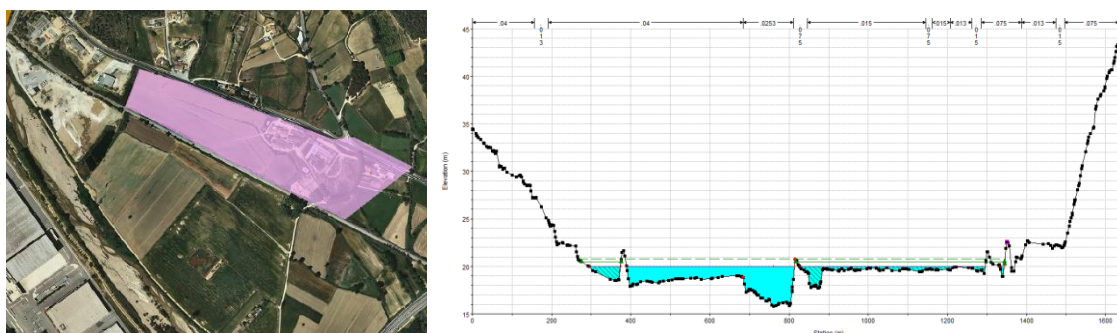


Figura 0-8. Zonas agrícolas tras la zona de extracción de áridos y sección 503,6894 del modelo de Hec-Ras.<sup>125</sup>

- Polígono industrial Fibracolor: Esta zona, localizada en la margen derecha del Río Tordera, tras el puente de la N-II se ha tomado como un área inefectiva. Esta zona está protegida por una pequeña mota, de un metro de altura aproximadamente y trazado paralelo al cauce (coincidente con el Bank Line). Una vez que dicha mota es desbordada, el río comienza a inundar el polígono industrial, encontrándose con un laberinto de edificaciones de gran envergadura y carreteras, por lo que ni la dirección del flujo ni la velocidad del mismo coincide con la del flujo principal.



Figura 0-9. Polígono industrial Fibracolor.<sup>126</sup>

Una vez determinadas todas las características del modelo, se ha generado el archivo de importación GIS – RAS.

### 3.2. Modelo en Hec-Ras

Previamente a la simulación mediante Hec-Ras, se ha desarrollado la geometría del modelo empleando el módulo Hec-GeoRAS de ArcGIS

Tras crear el archivo de importación GIS-RAS, éste es cargado en un archivo nuevo de Hec-Ras, sirviendo de punto de partida para la realización de la modelización del tramo de estudio del Río Tordera.

<sup>125</sup> Fuente: Elaboración propia.

<sup>126</sup> Fuente: Elaboración propia.

### 3.2.1. Datos de flujo

Los datos de flujo que se introducirán en el modelo se han obtenido del preprocesamiento seguido en ArcGis y del Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.2.1 – Estudio Hidrológico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.

En primer lugar, se ha introducido el caudal de entrada del sistema ( $Q = 2.626,204 \text{ m}^3/\text{s}$ ) en la sección de aguas arriba, el cual se corresponde con el caudal de la avenida de periodo de retorno de 500 años.

En cuanto a las condiciones de contorno, se ha introducido la condición de calado crítico, en la sección de aguas arriba del tramo en estudio, y la condición de calado normal conocido, de valor 0.0023 m/m, en la sección de aguas abajo del tramo en estudio.

### 3.2.2. Geometría del río

La geometría empleada del río se corresponde con la del fichero de importación GIS – RAS creado en ArcGIS. Sin embargo, esta geometría requiere de un proceso de depuración previo a la simulación, en el que se revisen las características de las secciones y, en su caso, se corrijan errores y deficiencias de las mismas.

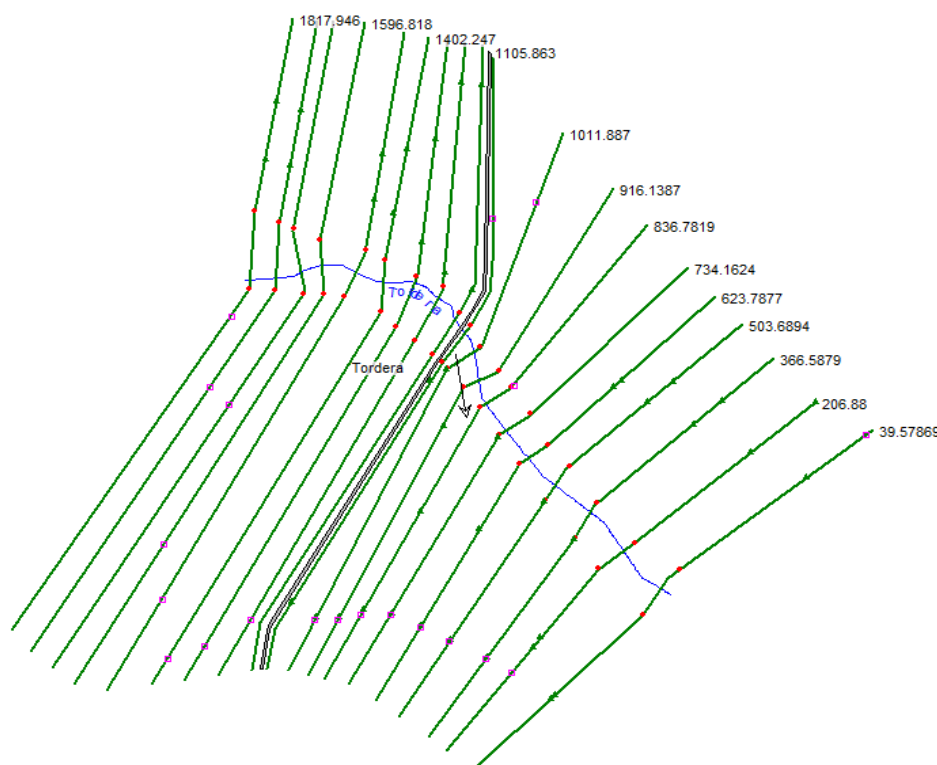


Figura 0-10. Geometría empleada en Hec-Ras, creada e importada desde ArcGIS.<sup>127</sup>

Así, se ha revisado la geometría de cada una de las secciones del modelo, las distancias relativas entre las mismas y los valores de los coeficientes de Manning y de contracción y expansión de estas.

Cabe destacar la modificación realizada en las secciones que abarcan las zonas agrícolas tras la zona de extracción de áridos. Como puede verse en la figura 0-11, en las tres primeras secciones del modelo existe una sobreelevación en la zona agrícola.

<sup>127</sup> Fuente: Modelo de Hec-Ras creado.



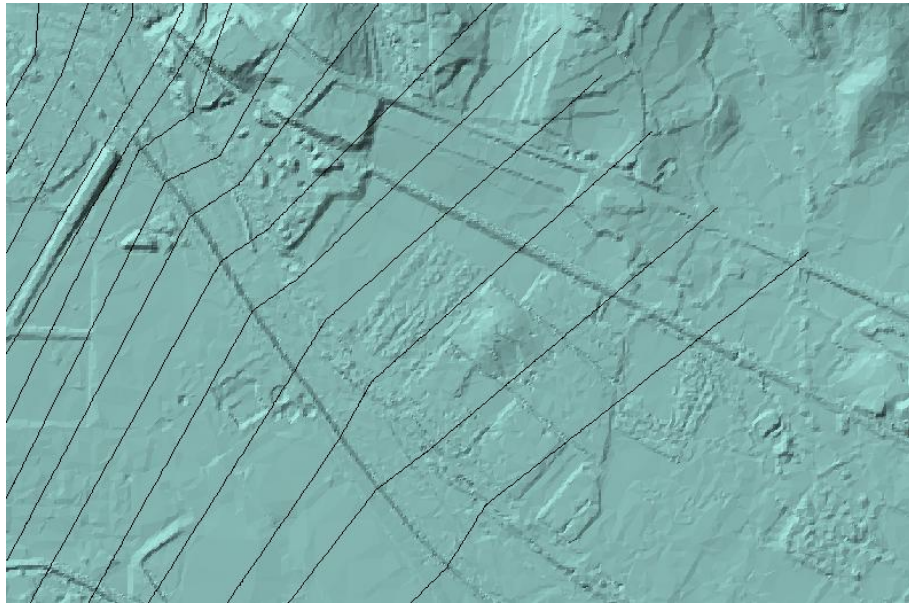
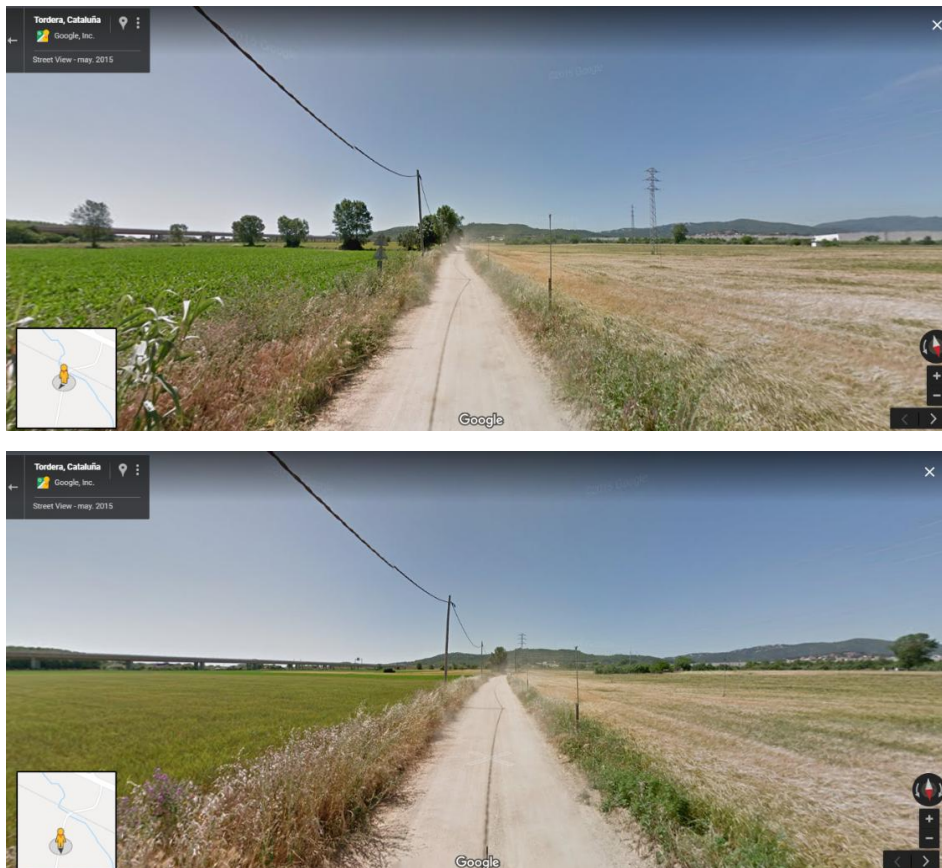


Figura 0-11. Modelo digital del terreno en las zonas agrícolas tras la zona de extracción de áridos<sup>128</sup>

Sin embargo, y como puede comprobarse en las figuras 0-12, tal sobreelevación no existe. Esto puede deberse a que cuando se realizó el vuelo, con el que se creó el modelo digital del terreno, estas zonas estaban sembradas con vegetales de gran porte, como maíz, por lo que la elevación que se recogió en el MDT no se corresponde con la del terreno, sino con la de dicha vegetación.



Figuras 0-12. Vista de la zona mediante la aplicación de Google Maps.<sup>129</sup>

<sup>128</sup> Fuente: Plano 03.

<sup>129</sup> Fuente: Google Maps.

Por tanto, en estas tres secciones, se ha modificado la elevación del terreno en la zona agrícola previa a la línea de ferrocarril, disminuyendo la cota de dicha región hasta la 28 m, aproximadamente (cota a la que se encuentra la zona agrícola en las secciones posteriores).

### 3.2.3. Geometría del puente

En el fichero de importación GIS – RAS creado en ArcGIS se ha definido previamente dónde se localizará el puente dentro del modelo. Sin embargo, la información aportada desde este fichero es muy escasa, por lo que requiere que sea completada.

En primer lugar, se debe definir la sección del puente, aportando los siguientes datos:

- Anchura del tablero: 8,5 m
- Distancia entre el borde del tablero y la sección inmediatamente aguas arriba del puente: 17,917 m.
- Coeficiente de vertedero: 1.4 (establecido por defecto)
- Sumergencia máxima: El valor predeterminado es de 0.98 (98% sumergido).
- Geometría del tablero respecto a las secciones inmediatamente aguas arriba y aguas abajo del puente: Se han definido los terraplenes de la carretera, así como la geometría del tablero (localización de los estribos, cota superior y cota inferior del tablero).

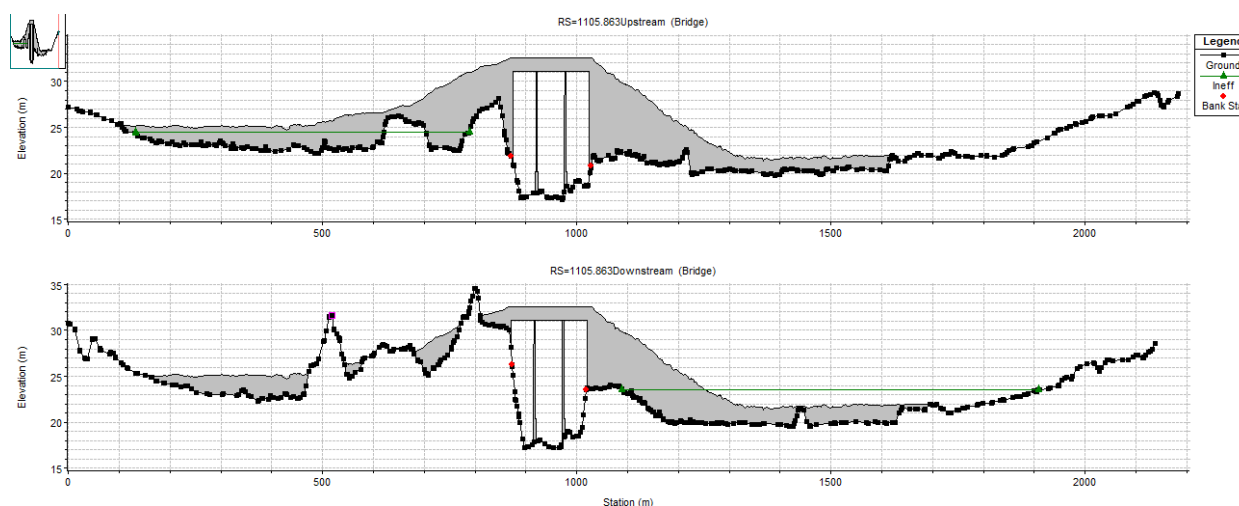


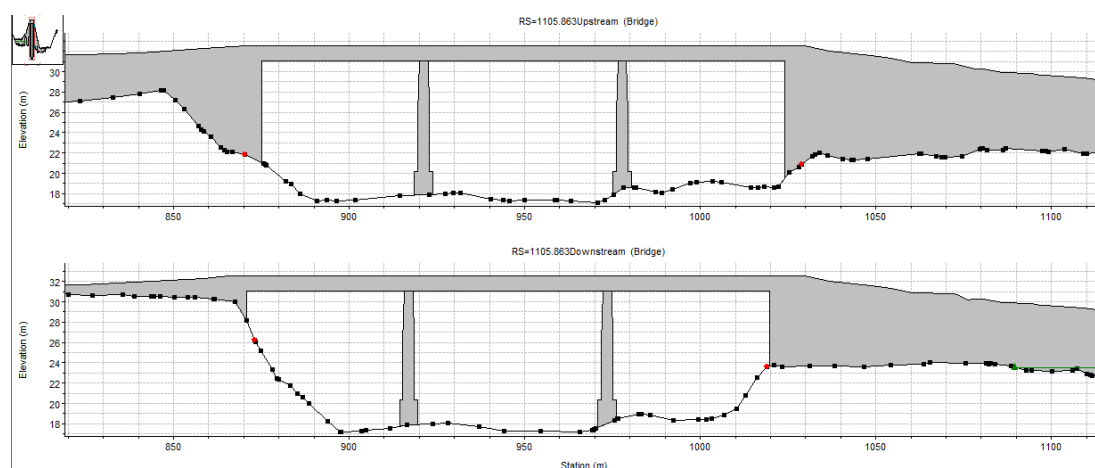
Figura 0-13. Secciones transversales de referencia para el puente de la N-II (aguas arriba y aguas abajo del mismo).<sup>130</sup>

En cuanto a las pilas, se ha definido la geometría de las dos pilas que sostienen el tablero del puente. Como puede observarse en las figuras 5.1 y 5.2, las pilas tienen una forma elíptica, siendo menor el lado que se encuentra con el flujo que el lado transversal, y disminuyendo su anchura con la altura. De la bibliografía se deduce que las dimensiones de las pilas son, partiendo de su cimentación y referidas a su oposición al flujo:

- Base de 5,3 m de ancho y 3,15 m de altura
- Tramo central de 3,32 m de ancho y 5,65 m de altura
- Tramo alto, formado por dos pilares troncocónicos (dispuestos en línea con la dirección del flujo), cuyo ancho disminuye desde los 3,32 m hasta los 2,5 m, a lo largo de una altura de 5,2 m

<sup>130</sup> Fuente: Modelo de Hec-Ras creado.





Figuras 0-14. Representación de las pials del puente en las secciones de referencia del puente.<sup>131</sup>

La geometría establecida para el puente se ha definido a partir de los datos aportados en la siguiente documentación:

- Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.4 – Estudio Morfodinámico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
- Ficha técnica del Puente de la N-II sobre el Río Tordera, recogida en el Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo A.2.4 – Catálogo de puentes. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.
- Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo. CEDEX.

### 3.2.4. Análisis de flujo estable

Una vez introducidos todos los parámetros necesarios en el modelo (definidos anteriormente), se ha realizado una simulación de flujo estable en régimen subcrítico.

De dicha simulación se ha obtenido como resultado la mancha de inundación (alcance de la inundación, mapa de velocidades y mapa de calados), secciones transversales en las que se refleja la cota de la lámina de agua y tablas de resultados, centrándonos principalmente en los valores de velocidades y de calados.

### 3.2.5. Calibración del modelo

Con el fin de comprobar los resultados obtenidos en la simulación y calibrar el modelo, se ha realizado una comparación de los resultados obtenidos en Hec-Ras con los recogidos en Anejo B-3. Estudio hidráulico del Estudio para la “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”, de la Agencia Catalana del Agua y con los recogidos en los Planos Oficiales de Delimitación de Zonas Inundables del Río Tordera, realizados como resultado de dicho estudio.

Si bien, para realizar una calibración precisa, sería recomendable contrarrestar los resultados con datos reales sobre temporales e inundaciones producidos en la zona, no se dispone de ningún tipo de información al respecto, por lo que la documentación citada supone la única disponible a tal fin.

El estudio hidráulico realizado por la Agencia Catalana del Agua fue realizado con el software Mike 11, programa diseñado por la empresa DHI para el modelado unidimensional de hidrodinámica fluvial, planicies de inundación, transporte de sedimentos y calidad del agua.

Previamente, es importante destacar que en el modelo de Hec-Ras realizado en este trabajo se han introducido los mismos datos de caudal, coeficientes de rugosidad, condiciones de contorno y características del puente a analizar; que los empleados por la Agencia Catalana del Agua.

<sup>131</sup> Fuente: Modelo de Hec-Ras creado.

En primer lugar, se ha realizado una comparativa entre los valores obtenidos de velocidades y calados en la simulación realizada en Hec-Ras y los recogidos en el Estudio para la “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”.

Como puede observarse en la siguiente figura, de dicho estudio se dispone de los valores de velocidades y calados en dos secciones cercanas a la zona de estudio: T12 y T13.

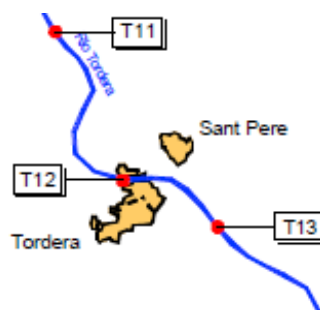


Figura 0-15. Localización de los puntos T12 y T13.<sup>132</sup>

Los resultados de estas secciones son:

	Calado (m)	Velocidad (m/s)
<b>T12</b>	7,72	0,99
<b>T13</b>	4,69	2,14

Figura 0-16. Calados y velocidades de los puntos representativos de la zona de estudio.<sup>133</sup>

Del estudio realizado en Hec-Ras, se han obtenido los siguientes valores de velocidades y calados para cada una de las secciones que forman el modelo.

SECCIÓN	CALADO MÁXIMO (m)	VELOCIDAD DEL CANAL (m/s)
1817.946	5.40	2.60
1743.14	5.57	2.45
1663.676	5.94	1.90
1596.818	6.15	1.17
1489.01	6.39	0.89
1402.247	6.66	1.37
1309.647	7.25	1.17
1219.197	6.90	1.22
1128.03	7.27	1.18
1105.863	Bridge	
1078.907	6.06	3.88
1011.887	5.40	5.04
916.1387	5.42	4.96
836.7819	5.04	5.80
734.1624	4.70	6.12
623.7877	4.36	5.06
503.6894	4.13	4.66
366.5879	4.53	3.99
206.88	4.28	3.98
39.57869	4.21	4.23

Figura 0-17. Calados y velocidades de las secciones analizadas en Hec-Ras.<sup>134</sup>

<sup>132</sup> Fuente: Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.3. – Estudio Hidráulico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.

<sup>133</sup> Fuente: Elaboración propia a partir de datos obtenidos del Estudio: “*Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Río Tordera*”. Anejo B.3. – Estudio Hidráulico. Agencia Catalana del Agua. Octubre 2015.

<sup>134</sup> Fuente: Elaboración propia al partir del modelo de Hec-Ras creado para este trabajo.

Si bien los valores de ambos modelos no coinciden, lo que es difícil de conseguir, dado que únicamente se dispone de valores del modelo oficial de dos puntos (los cuales se encuentran fuera de la zona estudiada en el modelo creado para este trabajo), si puede observarse como los valores obtenidos son del mismo orden de magnitud.

Las velocidades obtenidas son superiores, en especial en las secciones posteriores al puente, lo cual es lógico, ya que estas secciones se corresponden con la zona de expansión del flujo tras la obstrucción que le supone el puente, por lo que la velocidad en esa zona debe ser mayor. Además, al haberse tomado el polígono industrial como área inefectiva, el flujo de agua que circula por esta zona no se tiene en cuenta en los cálculos hidráulicos, por lo que el calado y la velocidad en el canal principal es algo mayor.

Por último, se ha realizado una comparativa entre la mancha de inundación obtenida en este trabajo y la indicada en los Planos Oficiales de Delimitación de Zonas Inundables del Río Tordera.

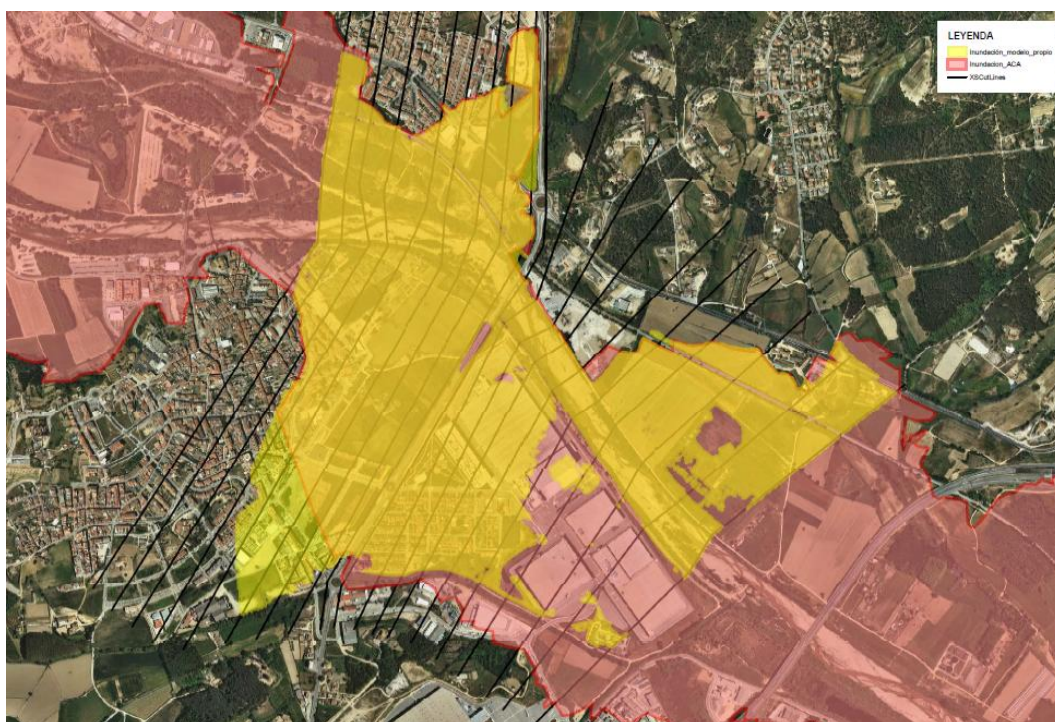


Figura 0-18. Comparativa entre las manchas de inundación.<sup>135</sup>

Como puede observarse en la figura 0-18, ambas zonas inundables son muy similares, incluso en el tramo de aguas abajo del puente. Las discrepancias encontradas entre ambas son:

- **Límite de las secciones inmediatamente aguas arriba del puente:** En la margen derecha del Río Tordera, en las inmediaciones de la población de Tordera, la mancha de inundabilidad obtenida en la simulación realizada en este proyecto es mayor. No obstante, estos resultados parecen más coherentes que los obtenidos por la Agencia Catalana del Agua, pues su mancha de inundabilidad finaliza con una línea recta, lo cual da a entender que el modelo digital del terreno empleado debía tener algún tipo de fallo que no fue corregido.

<sup>135</sup> Fuente: Plano 005-01



Figura 0-19. Comparativa de manchas de inundabilidad. Secciones aguas arriba del puente.<sup>136</sup>

- Zonas agrícolas tras la zona de extracción de áridos: La modificación de la topografía de dicha zona, llevada a cabo en Hec-Ras, se ha empleado en los cálculos hidráulicos. Sin embargo, al introducir los resultados en ArcGIS para su visualización y superponerlos con el modelo digital del terreno original, la cota de la lámina de agua es inferior a la del terreno, por lo que no queda representada.



Figura 0-20. Comparativa de manchas de inundabilidad. Zona agrícola.<sup>137</sup>

- Polígono Industrial Fibracolor: en los resultados obtenidos en la simulación realizada en este proyecto existen zonas no inundadas. Esto se debe a que el modelo digital empleado recoge la elevación de algunos de los edificios del polígono, los cuales no se han tenido en cuenta en el estudio realizado por la Agencia Catalana del Agua, y a levees introducidos en el cauce existente al sur del polígono.



Figura 0-21. Comparativa de manchas de inundabilidad. Polígono Industrial Fibracolor.<sup>138</sup>

<sup>136</sup> Fuente: Plano 005-01

<sup>137</sup> Fuente: Plano 005-01.

<sup>138</sup> Fuente: Plano 005-01.



Sin embargo, estas discrepancias no tienen gran relevancia en los resultados de este proyecto, pues el polígono ha sido tratado como un área inefectiva, por lo que no participa en los cálculos del flujo principal y, además, HecRas no tiene en cuenta los dos flujos existentes en la zona a partir el puente.

De los resultados del modelo se deduce que, para la avenida de periodo de retorno de 500 años, el terraplén de la carretera de acceso al puente desde la margen derecha del río se ve desbordado, por lo que desde el puente existen dos flujos: el del cauce principal y el procedente de dicho desbordamiento.



Figura 0-22. Indicación de los flujos de agua (principal y secundario) tras el puente de la N-II.<sup>139</sup>

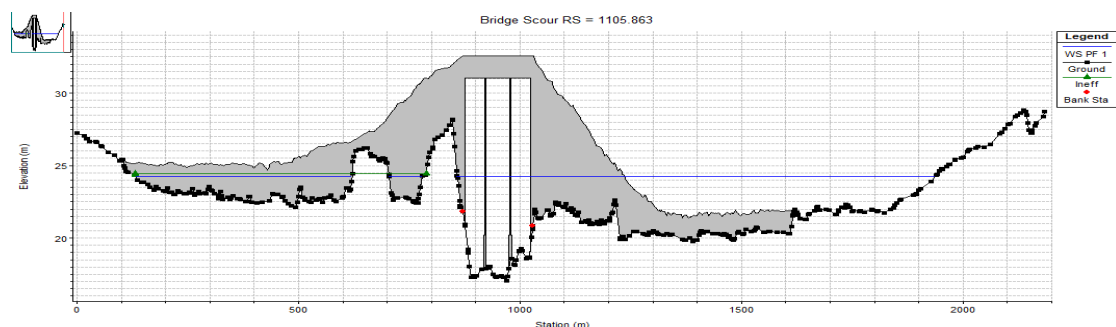


Figura 0-23. Lámina de agua (en azul) en la sección del puente de la N-II: Desbordamiento de terraplen.<sup>140</sup>

Sin embargo, la interacción entre estos dos flujos es imposible de analizar en el tramo aguas abajo del puente. Esto se debe, principalmente, a que el software empleado en este Trabajo Fin de Máster (1D) realiza los cálculos a partir de las condiciones de contorno establecidas en las secciones aguas abajo:

- El tramo aguas arriba del puente tiene como condición de contorno la sección del puente, formada por el terraplén de las carreteras de acceso y dicha estructura, por lo que tiene en cuenta la obstrucción al flujo que esta supone y es capaz de obtener buenos resultados hidráulicos para este tramo.
- El tramo aguas arriba del puente tiene como condición de contorno la pendiente señalada en la primera sección, por lo que, para este tramo, el único flujo es el debido a la corriente principal y, por tanto, no tiene en cuenta el flujo secundario que surge del desbordamiento de la carretera de acceso al puente.

<sup>139</sup> Fuente: Elaboración propia.

<sup>140</sup> Fuente: Modelo de Hec-Ras creado.

### 3.2.6. Cálculo de la erosión del Río Tordera en el Puente de la N-II

Una vez calibrado el modelo, entendiéndose así que los resultados obtenidos en el análisis de flujo estable son correctos, se procede al cálculo de la erosión que tiene lugar en el río Tordera a la altura del puente de la N-II y, concretamente, a la erosión local producida en las pilas del mismo.

Para ello, se realiza un nuevo análisis de flujo estable del Río Tordera, habiendo establecido previamente divisiones de simulación del flujo en las secciones de referencia del puente de la N-II (Set Specific location Subsection Distribution). Como se explicó en el apartado 4.5.3. de este trabajo, esta opción permite obtener resultados del flujo para las divisiones marcadas tanto en el cauce principal, como en las llanuras de inundación, facilitando para cada sector de división: porcentaje del flujo, área del flujo, perímetro mojado, caudal, profundidad hidráulica y velocidad promedio.

En el caso de este estudio, se han realizado 15 divisiones en el cauce principal (pues la luz total del puente es de 149 m) y 5 divisiones en cada una de las llanuras de inundación.

Así pues, se realiza el nuevo análisis de flujo estable y se accede a la función “Scour at Bridges”. Al abrir dicha función, automáticamente el programa accede al archivo de salida obtenido anteriormente y obtiene los resultados de la sección de aproximación, la sección justo arriba del puente y las secciones dentro del puente.

Para el cálculo de la erosión se han introducido los siguientes datos:

- Erosión por contracción:
  - $D_{50}$ : 2,20 mm.

	LOB	Channel	ROB
Y1:	1.99	5.78	2.61
V1:	0.21	1.22	0.48
Y0:		6.12	2.16
Q2:		1498.41	1127.80
W2:		142.36	701.55
D50:	2.20	2.20	2.20
Equation:	Defau	Defau	Defau

Live Bed Specific Data			
Q1:	13.50	1363.23	1249.48
W1:	32.60	193.60	994.45
K1:	K1 ... 0.590	0.590	0.590

Approach XS River Sta.: 1219.197

Figura 0-24. Datos introducidos para el cálculo de la erosión por contracción.<sup>141</sup>

- Erosión local en pilas de puentes:
  - $D_{50}$ : 2,20 mm.
  - $D_{95}$ : 17,80 mm ( $K_4 = 1$ ).
  - $K_1$  (factor de forma de las pilas): 1.
  - Ángulo de ataque:  $0^\circ$  ( $K_2 = 1$ ).
  - $K_3$  (condición del lecho): 1,2 – Dunas medias.

<sup>141</sup> Fuente: Modelo de Hec-Ras creado.

Figura 0-25. Datos introducidos para el cálculo de la erosión por contracción.<sup>142</sup>

- Erosión local en estribos:
  - Estribos verticales

Figura 0-26. Datos introducidos para el cálculo de la erosión por contracción.<sup>143</sup>

Con todos los valores introducidos, se procede al cálculo de la erosión, obteniendo los siguientes resultados:

- Erosión por contracción = 1,39 m
- Erosión local en pilas (ecuación CSU) = 6,28 m
- Suma de erosión por contracción y erosión en pilas = 7,67 m
- Erosión en estribo derecho = 18,62 m
- Erosión en estribo izquierdo = 12,48 m

<sup>142</sup> Fuente: Modelo de Hec-Ras creado.

<sup>143</sup> Fuente: Modelo de Hec-Ras creado.

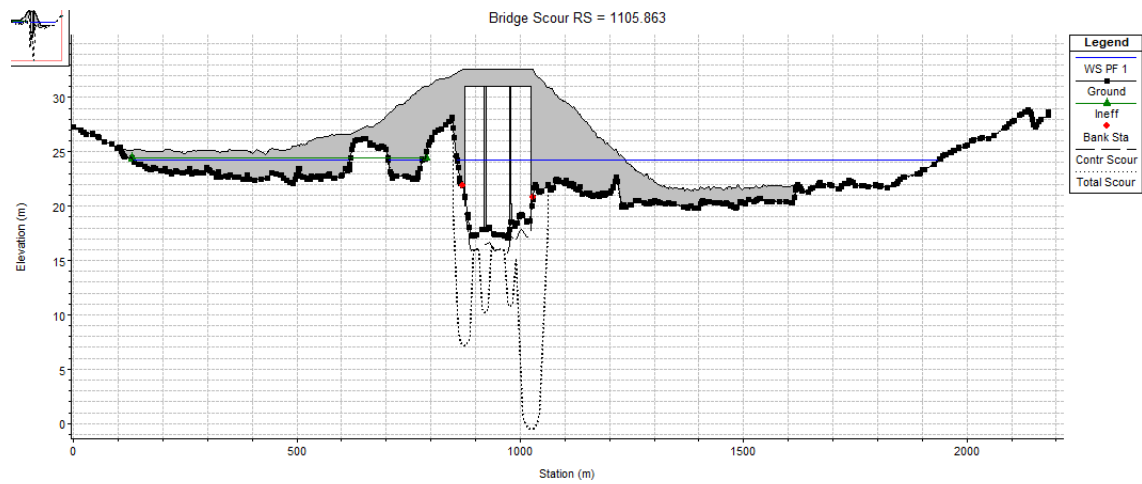


Figura 0-27. Representación de la erosión producida en el Río Tordera por la presencia del puente de la N-II.<sup>144</sup>

<sup>144</sup> Fuente: Modelo de Hec-Ras creado.



## **ANEXO: RESULTADOS DE HEC-RAS**

---

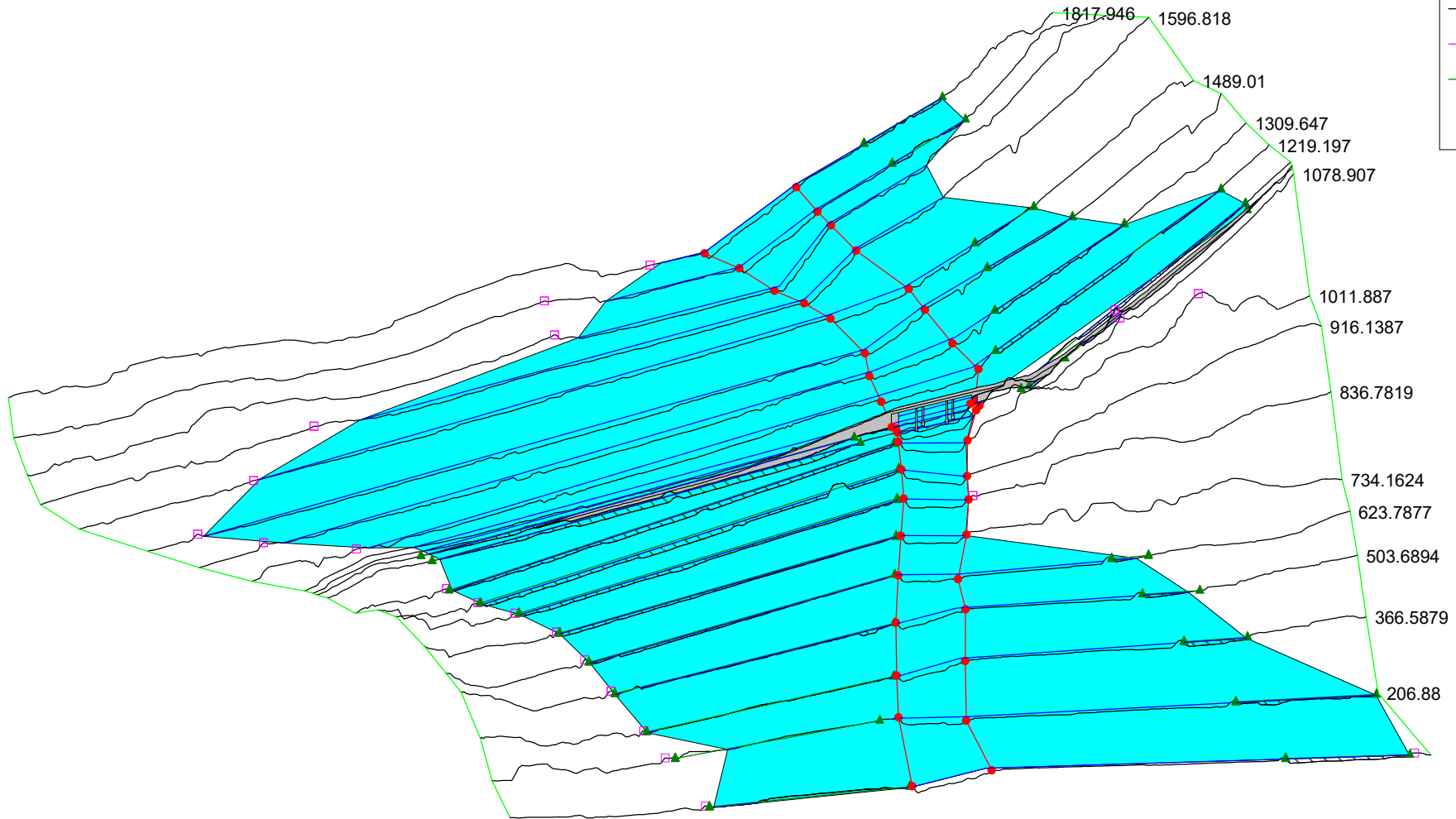
**ÍNDICE**

1. Vista 3D.
2. Vista del perfil hidráulico.
3. Resultados hidráulicos de las secciones individuales.
  - 3.1. Tablas de valores.
  - 3.2. Secciones transversales. Calados.
  - 3.3. Secciones transversales. Velocidades.
  - 3.4. Sección del puente.
4. Resultados del cálculo de la erosión.
  - 4.1. Tablas de valores
  - 4.2. Sección transversal

**1. Vista 3D.**

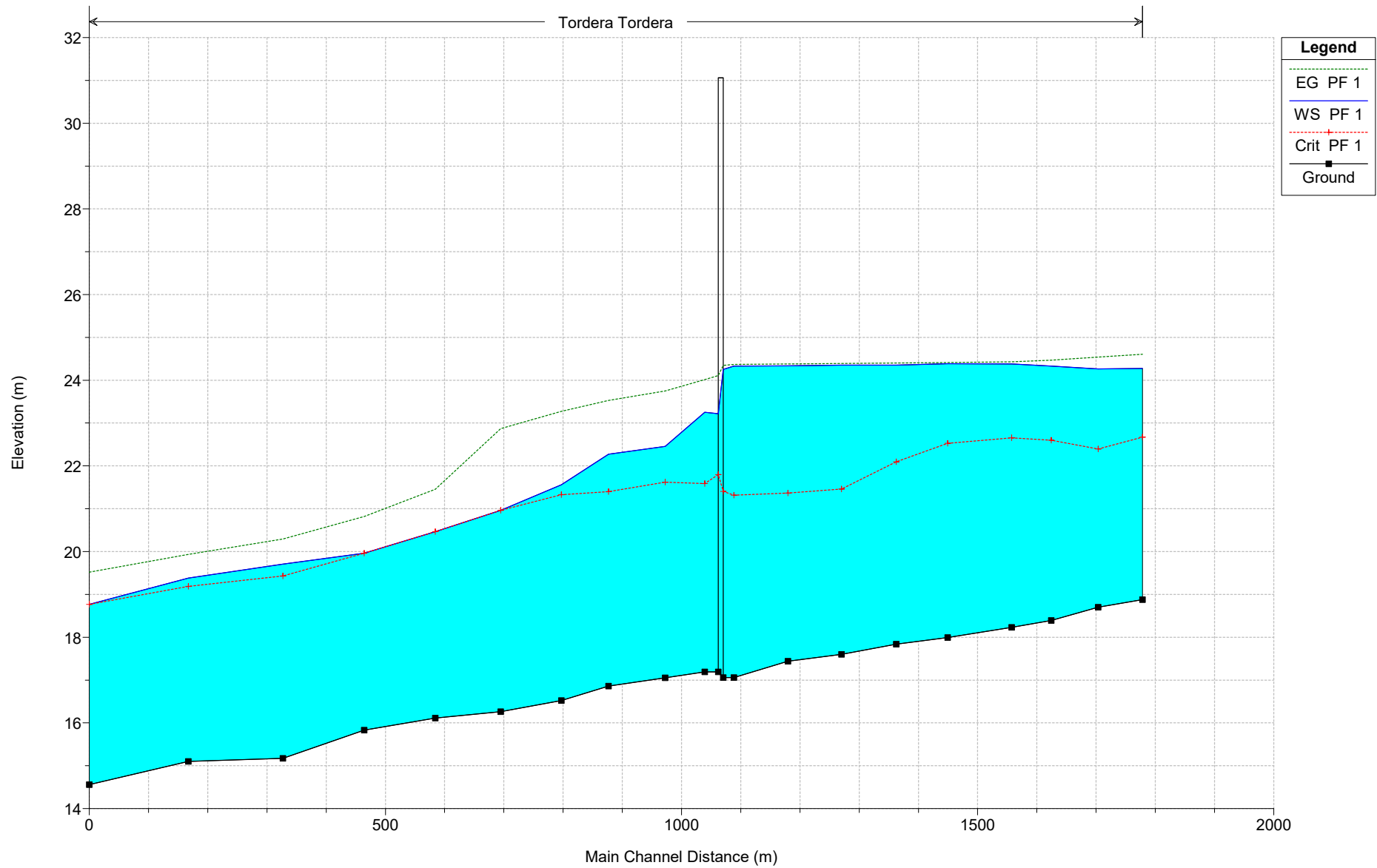
modelo Plan: Plan 01 15/11/2018

Legend	
WS PF 1	
Ground	
Levee	
Ineff	
Bank Sta	



## **2. Vista del perfil hidráulico.**

modelo Plan: Plan 01 15/11/2018



### **3. Resultados hidráulicos de las secciones individuales.**

### 3.1. Tablas de valores.



Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1817.946 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	24.61	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.33	Wt. n-Val.	0.047	0.025	0.034
W.S. Elev (m)	24.28	Reach Len. (m)	118.56	74.81	90.70
Crit W.S. (m)	22.67	Flow Area (m2)	158.58	967.69	23.84
E.G. Slope (m/m)	0.000737	Area (m2)	373.58	967.69	23.84
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	96.03	2519.99	10.19
Top Width (m)	664.46	Top Width (m)	329.28	253.77	81.41
Vel Total (m/s)	2.28	Avg. Vel. (m/s)	0.61	2.60	0.43
Max Chl Dpth (m)	5.40	Hydr. Depth (m)	1.00	3.81	0.29
Conv. Total (m3/s)	96757.0	Conv. (m3/s)	3538.0	92843.6	375.4
Length Wtd. (m)	77.18	Wetted Per. (m)	158.40	255.37	81.46
Min Ch EI (m)	18.88	Shear (N/m2)	7.23	27.38	2.11
Alpha	1.25	Stream Power (N/m s)	104505.90	0.00	46998.36
Frctn Loss (m)	0.05	Cum Volume (1000 m3)	823.07	1157.63	2004.19
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	571.10	261.29	1037.09

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1743.14 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	24.54	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.28	Wt. n-Val.	0.045	0.025	0.018
W.S. Elev (m)	24.27	Reach Len. (m)	45.00	79.46	82.22
Crit W.S. (m)	22.39	Flow Area (m2)	188.61	936.73	189.18
E.G. Slope (m/m)	0.000556	Area (m2)	314.60	936.73	189.18
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	102.02	2297.77	226.42
Top Width (m)	771.74	Top Width (m)	302.10	218.09	251.54
Vel Total (m/s)	2.00	Avg. Vel. (m/s)	0.54	2.45	1.20
Max Chl Dpth (m)	5.57	Hydr. Depth (m)	1.05	4.30	0.75
Conv. Total (m3/s)	111372.2	Conv. (m3/s)	4326.5	97443.9	9601.8
Length Wtd. (m)	78.41	Wetted Per. (m)	180.01	219.39	251.84
Min Ch EI (m)	18.70	Shear (N/m2)	5.71	23.28	4.10
Alpha	1.35	Stream Power (N/m s)	107200.50	0.00	59279.51
Frctn Loss (m)	0.03	Cum Volume (1000 m3)	782.28	1086.39	1994.53
C & E Loss (m)	0.04	Cum SA (1000 m2)	533.67	243.64	1022.00

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1663.676 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	24.47	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.14	Wt. n-Val.	0.053	0.025	0.027
W.S. Elev (m)	24.33	Reach Len. (m)	94.28	66.86	83.91
Crit W.S. (m)	22.60	Flow Area (m2)	311.70	963.62	667.67
E.G. Slope (m/m)	0.000315	Area (m2)	311.70	963.62	667.67
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	129.93	1827.31	668.97
Top Width (m)	820.35	Top Width (m)	234.48	215.72	370.14
Vel Total (m/s)	1.35	Avg. Vel. (m/s)	0.42	1.90	1.00
Max Chl Dpth (m)	5.94	Hydr. Depth (m)	1.33	4.47	1.80
Conv. Total (m3/s)	148081.9	Conv. (m3/s)	7326.2	103035.1	37720.7
Length Wtd. (m)	75.29	Wetted Per. (m)	235.48	216.57	370.30
Min Ch EI (m)	18.39	Shear (N/m2)	4.08	13.72	5.56
Alpha	1.51	Stream Power (N/m s)	110212.50	0.00	62543.34
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	768.19	1010.89	1959.30
C & E Loss (m)	0.03	Cum SA (1000 m2)	521.60	226.41	996.44

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1596.818 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	24.43	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.05	Wt. n-Val.	0.042	0.025	0.019
W.S. Elev (m)	24.38	Reach Len. (m)	119.03	107.81	107.66
Crit W.S. (m)	22.66	Flow Area (m2)	398.71	856.49	1699.05
E.G. Slope (m/m)	0.000105	Area (m2)	398.71	856.49	1699.05
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	153.40	1000.24	1472.56

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1596.818 Profile: PF 1 (Continued)

Top Width (m)	1225.78	Top Width (m)	205.18	174.23	846.37
Vel Total (m/s)	0.89	Avg. Vel. (m/s)	0.38	1.17	0.87
Max Chl Dpth (m)	6.15	Hydr. Depth (m)	1.94	4.92	2.01
Conv. Total (m3/s)	255878.1	Conv. (m3/s)	14946.2	97456.2	143475.7
Length Wtd. (m)	108.35	Wetted Per. (m)	205.84	175.35	846.73
Min Ch EI (m)	18.23	Shear (N/m2)	2.00	5.05	2.07
Alpha	1.20	Stream Power (N/m s)	111901.60	0.00	86952.45
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	734.70	950.05	1860.01
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	500.87	213.37	945.40

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1489.01 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	24.42	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.03	Wt. n-Val.	0.047	0.025	0.016
W.S. Elev (m)	24.38	Reach Len. (m)	74.22	86.76	133.32
Crit W.S. (m)	22.53	Flow Area (m2)	442.55	835.03	2210.70
E.G. Slope (m/m)	0.000058	Area (m2)	541.07	835.03	2210.70
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	143.02	746.05	1737.14
Top Width (m)	1513.66	Top Width (m)	251.44	161.83	1100.38
Vel Total (m/s)	0.75	Avg. Vel. (m/s)	0.32	0.89	0.79
Max Chl Dpth (m)	6.39	Hydr. Depth (m)	2.79	5.16	2.01
Conv. Total (m3/s)	345712.4	Conv. (m3/s)	18826.6	98209.8	228676.0
Length Wtd. (m)	112.05	Wetted Per. (m)	160.73	162.69	1101.21
Min Ch EI (m)	17.99	Shear (N/m2)	1.56	2.90	1.14
Alpha	1.13	Stream Power (N/m s)	110994.30	0.00	94892.99
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	678.77	858.86	1649.55
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	473.69	195.26	840.60

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1402.247 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	24.40	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.05	Wt. n-Val.	0.040	0.025	0.039
W.S. Elev (m)	24.35	Reach Len. (m)	60.29	92.60	99.31
Crit W.S. (m)	22.10	Flow Area (m2)	382.29	880.23	2512.75
E.G. Slope (m/m)	0.000132	Area (m2)	621.47	880.23	2512.75
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	208.35	1207.36	1210.49
Top Width (m)	1786.42	Top Width (m)	351.68	166.19	1268.56
Vel Total (m/s)	0.70	Avg. Vel. (m/s)	0.55	1.37	0.48
Max Chl Dpth (m)	6.66	Hydr. Depth (m)	2.66	5.30	1.98
Conv. Total (m3/s)	228423.9	Conv. (m3/s)	18121.8	105014.9	105287.2
Length Wtd. (m)	92.99	Wetted Per. (m)	146.41	167.12	1270.26
Min Ch EI (m)	17.84	Shear (N/m2)	3.38	6.83	2.56
Alpha	2.06	Stream Power (N/m s)	108545.80	0.00	103962.00
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	635.62	784.46	1334.68
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	451.31	181.03	682.69

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1309.647 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	24.39	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.04	Wt. n-Val.	0.040	0.025	0.042
W.S. Elev (m)	24.35	Reach Len. (m)	52.83	90.45	101.94
Crit W.S. (m)	21.46	Flow Area (m2)	403.41	969.07	2844.55
E.G. Slope (m/m)	0.000090	Area (m2)	950.46	969.07	2844.55
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	239.09	1134.98	1252.13
Top Width (m)	1739.81	Top Width (m)	433.30	174.50	1132.01
Vel Total (m/s)	0.62	Avg. Vel. (m/s)	0.59	1.17	0.44
Max Chl Dpth (m)	7.25	Hydr. Depth (m)	4.07	5.55	2.51
Conv. Total (m3/s)	276857.5	Conv. (m3/s)	25205.6	119651.1	132000.8
Length Wtd. (m)	94.11	Wetted Per. (m)	102.10	175.52	1134.44
Min Ch EI (m)	17.60	Shear (N/m2)	3.49	4.87	2.21

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1309.647 Profile: PF 1 (Continued)

Alpha	1.85	Stream Power (N/m s)	106754.70	0.00	100818.80
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	588.24	698.83	1068.66
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	427.65	165.25	563.49

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1219.197 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	24.38	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.04	Wt. n-Val.	0.075	0.025	0.039
W.S. Elev (m)	24.34	Reach Len. (m)	51.23	91.17	101.87
Crit W.S. (m)	21.37	Flow Area (m2)	64.94	1119.97	2599.79
E.G. Slope (m/m)	0.000092	Area (m2)	1052.19	1119.97	2599.79
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	13.50	1363.23	1249.48
Top Width (m)	1749.70	Top Width (m)	561.65	193.60	994.45
Vel Total (m/s)	0.69	Avg. Vel. (m/s)	0.21	1.22	0.48
Max Chl Dpth (m)	6.90	Hydr. Depth (m)	1.99	5.78	2.61
Conv. Total (m3/s)	274151.8	Conv. (m3/s)	1409.5	142308.4	130433.9
Length Wtd. (m)	96.58	Wetted Per. (m)	32.86	194.31	996.52
Min Ch EI (m)	17.44	Shear (N/m2)	1.78	5.19	2.35
Alpha	1.83	Stream Power (N/m s)	105318.40	0.00	95609.71
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	535.34	604.36	791.17
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	401.37	148.61	455.11

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1128.03 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	24.37	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.04	Wt. n-Val.	0.037	0.025	0.037
W.S. Elev (m)	24.33	Reach Len. (m)	17.92	17.92	17.92
Crit W.S. (m)	21.31	Flow Area (m2)	19.61	966.01	2801.10
E.G. Slope (m/m)	0.000081	Area (m2)	809.65	966.01	2801.10
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	6.75	1139.79	1479.67
Top Width (m)	1650.23	Top Width (m)	580.87	158.72	910.63
Vel Total (m/s)	0.69	Avg. Vel. (m/s)	0.34	1.18	0.53
Max Chl Dpth (m)	7.27	Hydr. Depth (m)	1.59	6.09	3.08
Conv. Total (m3/s)	291763.8	Conv. (m3/s)	750.2	126627.0	164386.6
Length Wtd. (m)	17.92	Wetted Per. (m)	12.71	159.95	911.93
Min Ch EI (m)	17.06	Shear (N/m2)	1.23	4.80	2.44
Alpha	1.58	Stream Power (N/m s)	104527.00	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	487.65	509.27	516.07
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	372.10	132.55	358.07

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1105.863BR U Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	24.35	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.10	Wt. n-Val.		0.025	0.034
W.S. Elev (m)	24.25	Reach Len. (m)	8.50	8.50	8.50
Crit W.S. (m)	21.40	Flow Area (m2)		871.22	1516.87
E.G. Slope (m/m)	0.000225	Area (m2)		871.22	1516.87
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)		1498.41	1127.80
Top Width (m)	843.91	Top Width (m)		142.36	701.55
Vel Total (m/s)	1.10	Avg. Vel. (m/s)		1.72	0.74
Max Chl Dpth (m)	7.19	Hydr. Depth (m)		6.12	2.16
Conv. Total (m3/s)	175270.5	Conv. (m3/s)		100002.3	75268.2
Length Wtd. (m)	8.50	Wetted Per. (m)		176.05	701.90
Min Ch EI (m)	17.06	Shear (N/m2)		10.90	4.76
Alpha	1.59	Stream Power (N/m s)	104527.00	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	480.39	492.81	477.39
C & E Loss (m)	0.24	Cum SA (1000 m2)	366.90	129.85	343.63

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1105.863BR D Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	24.11	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.89	Wt. n-Val.		0.025	
W.S. Elev (m)	23.22	Reach Len. (m)	22.70	22.70	22.70
Crit W.S. (m)	21.80	Flow Area (m2)		629.23	
E.G. Slope (m/m)	0.001740	Area (m2)		629.23	
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)		2626.20	
Top Width (m)	133.06	Top Width (m)		133.06	
Vel Total (m/s)	4.17	Avg. Vel. (m/s)		4.17	
Max Chl Dpth (m)	6.03	Hydr. Depth (m)		4.73	
Conv. Total (m3/s)	62954.2	Conv. (m3/s)		62954.2	
Length Wtd. (m)	22.70	Wetted Per. (m)		156.25	
Min Ch EI (m)	17.19	Shear (N/m2)		68.73	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	102327.00	24796.43	0.00
Frctn Loss (m)	0.03	Cum Volume (1000 m3)	480.39	486.43	470.94
C & E Loss (m)	0.06	Cum SA (1000 m2)	366.90	128.68	340.65

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1078.907 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	24.02	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.77	Wt. n-Val.		0.025	
W.S. Elev (m)	23.25	Reach Len. (m)	315.86	67.02	64.88
Crit W.S. (m)	21.58	Flow Area (m2)		677.57	
E.G. Slope (m/m)	0.001197	Area (m2)		677.57	1982.82
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)		2626.20	
Top Width (m)	938.15	Top Width (m)		139.81	798.33
Vel Total (m/s)	3.88	Avg. Vel. (m/s)		3.88	
Max Chl Dpth (m)	6.06	Hydr. Depth (m)		4.85	
Conv. Total (m3/s)	75908.4	Conv. (m3/s)		75908.4	
Length Wtd. (m)	67.02	Wetted Per. (m)		142.00	
Min Ch EI (m)	17.19	Shear (N/m2)		56.01	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	102327.00	24796.43	0.00
Frctn Loss (m)	0.11	Cum Volume (1000 m3)	480.39	471.60	448.43
C & E Loss (m)	0.16	Cum SA (1000 m2)	366.90	125.58	331.58

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 1011.887 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	23.75	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.30	Wt. n-Val.		0.025	
W.S. Elev (m)	22.45	Reach Len. (m)	230.56	95.75	59.61
Crit W.S. (m)	21.62	Flow Area (m2)		520.73	
E.G. Slope (m/m)	0.002218	Area (m2)		520.73	1781.42
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)		2626.20	
Top Width (m)	990.54	Top Width (m)		114.59	875.95
Vel Total (m/s)	5.04	Avg. Vel. (m/s)		5.04	
Max Chl Dpth (m)	5.40	Hydr. Depth (m)		4.54	
Conv. Total (m3/s)	55760.4	Conv. (m3/s)		55760.4	
Length Wtd. (m)	95.75	Wetted Per. (m)		116.78	
Min Ch EI (m)	17.05	Shear (N/m2)		97.00	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	92190.77	11383.92	83549.29
Frctn Loss (m)	0.21	Cum Volume (1000 m3)	480.39	431.44	326.32
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	366.90	117.06	277.27

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 916.1387 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	23.53	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.25	Wt. n-Val.	0.025	0.025	
W.S. Elev (m)	22.28	Reach Len. (m)	158.31	79.36	49.27
Crit W.S. (m)	21.40	Flow Area (m2)	0.02	529.53	
E.G. Slope (m/m)	0.002129	Area (m2)	0.02	529.53	1639.46
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	0.00	2626.20	

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 916.1387 Profile: PF 1 (Continued)

Top Width (m)	898.57	Top Width (m)	0.50	115.77	782.29
Vel Total (m/s)	4.96	Avg. Vel. (m/s)	0.22	4.96	
Max Chl Dpth (m)	5.42	Hydr. Depth (m)	0.04	4.57	
Conv. Total (m3/s)	56915.6	Conv. (m3/s)	0.1	56915.5	
Length Wtd. (m)	79.36	Wetted Per. (m)	0.51	118.11	
Min Ch EI (m)	16.86	Shear (N/m2)	0.88	93.61	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	87469.53	0.00	78016.98
Frctn Loss (m)	0.21	Cum Volume (1000 m3)	480.39	381.16	224.36
C & E Loss (m)	0.05	Cum SA (1000 m2)	366.84	106.03	227.85

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 836.7819 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	23.27	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.71	Wt. n-Val.	0.025	0.025	
W.S. Elev (m)	21.56	Reach Len. (m)	180.59	102.62	74.95
Crit W.S. (m)	21.33	Flow Area (m2)	0.00	453.01	
E.G. Slope (m/m)	0.003425	Area (m2)	0.00	453.01	1068.32
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	0.00	2626.20	
Top Width (m)	844.70	Top Width (m)	0.14	112.35	732.21
Vel Total (m/s)	5.80	Avg. Vel. (m/s)	0.16	5.80	
Max Chl Dpth (m)	5.04	Hydr. Depth (m)	0.02	4.03	
Conv. Total (m3/s)	44874.0	Conv. (m3/s)	0.0	44874.0	
Length Wtd. (m)	102.62	Wetted Per. (m)	0.14	114.18	
Min Ch EI (m)	16.52	Shear (N/m2)	0.63	133.26	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	84175.52	31134.50	73091.33
Frctn Loss (m)	0.38	Cum Volume (1000 m3)	480.39	342.17	157.66
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	366.79	96.98	190.54

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 734.1624 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	22.87	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.91	Wt. n-Val.		0.025	0.025
W.S. Elev (m)	20.96	Reach Len. (m)	125.33	110.37	97.38
Crit W.S. (m)	20.96	Flow Area (m2)		429.23	0.05
E.G. Slope (m/m)	0.004111	Area (m2)		429.23	703.40
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)		2626.18	0.02
Top Width (m)	759.74	Top Width (m)		112.82	646.92
Vel Total (m/s)	6.12	Avg. Vel. (m/s)		6.12	0.49
Max Chl Dpth (m)	4.70	Hydr. Depth (m)		3.80	0.09
Conv. Total (m3/s)	40957.6	Conv. (m3/s)		40957.2	0.3
Length Wtd. (m)	112.50	Wetted Per. (m)		114.43	0.53
Min Ch EI (m)	16.26	Shear (N/m2)		151.23	3.42
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	81116.60	0.00	68914.45
Frctn Loss (m)	0.39	Cum Volume (1000 m3)	480.39	296.91	91.26
C & E Loss (m)	0.28	Cum SA (1000 m2)	366.78	85.42	138.85

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 623.7877 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	21.45	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.99	Wt. n-Val.	0.038	0.025	0.025
W.S. Elev (m)	20.47	Reach Len. (m)	119.26	120.10	85.48
Crit W.S. (m)	20.47	Flow Area (m2)	390.56	371.02	0.48
E.G. Slope (m/m)	0.003027	Area (m2)	413.11	371.02	399.79
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	746.61	1879.15	0.44
Top Width (m)	964.83	Top Width (m)	295.92	103.63	565.28
Vel Total (m/s)	3.45	Avg. Vel. (m/s)	1.91	5.06	0.91
Max Chl Dpth (m)	4.36	Hydr. Depth (m)	1.53	3.58	0.27
Conv. Total (m3/s)	47732.8	Conv. (m3/s)	13570.2	34154.7	7.9
Length Wtd. (m)	119.87	Wetted Per. (m)	256.37	104.38	1.91
Min Ch EI (m)	16.11	Shear (N/m2)	45.22	105.51	7.50

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 623.7877 Profile: PF 1 (Continued)

Alpha	1.63	Stream Power (N/m s)	79546.20	0.00	66769.05
Frctn Loss (m)	0.38	Cum Volume (1000 m3)	454.50	252.74	37.55
C & E Loss (m)	0.04	Cum SA (1000 m2)	348.23	73.48	79.83

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 503.6894 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	20.82	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.86	Wt. n-Val.	0.040	0.027	
W.S. Elev (m)	19.96	Reach Len. (m)	142.09	137.10	111.20
Crit W.S. (m)	19.96	Flow Area (m2)	392.36	416.99	
E.G. Slope (m/m)	0.003339	Area (m2)	464.53	416.99	194.57
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	684.60	1941.60	
Top Width (m)	981.91	Top Width (m)	373.57	128.80	479.54
Vel Total (m/s)	3.24	Avg. Vel. (m/s)	1.74	4.66	
Max Chl Dpth (m)	4.13	Hydr. Depth (m)	1.33	3.24	
Conv. Total (m3/s)	45446.3	Conv. (m3/s)	11846.9	33599.3	
Length Wtd. (m)	138.54	Wetted Per. (m)	295.60	129.84	
Min Ch EI (m)	15.83	Shear (N/m2)	43.47	105.17	
Alpha	1.60	Stream Power (N/m s)	78208.99	0.00	64675.35
Frctn Loss (m)	0.35	Cum Volume (1000 m3)	402.17	205.42	12.14
C & E Loss (m)	0.08	Cum SA (1000 m2)	308.31	59.52	35.17

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 366.5879 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	20.30	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.59	Wt. n-Val.	0.040	0.025	
W.S. Elev (m)	19.70	Reach Len. (m)	189.07	159.71	67.78
Crit W.S. (m)	19.43	Flow Area (m2)	561.93	450.46	
E.G. Slope (m/m)	0.001959	Area (m2)	758.91	450.46	5.57
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	827.50	1798.71	
Top Width (m)	631.14	Top Width (m)	476.95	129.60	24.58
Vel Total (m/s)	2.59	Avg. Vel. (m/s)	1.47	3.99	
Max Chl Dpth (m)	4.53	Hydr. Depth (m)	1.52	3.48	
Conv. Total (m3/s)	59337.5	Conv. (m3/s)	18696.9	40640.6	
Length Wtd. (m)	169.78	Wetted Per. (m)	369.13	130.62	
Min Ch EI (m)	15.17	Shear (N/m2)	29.24	66.24	
Alpha	1.72	Stream Power (N/m s)	76778.39	0.00	62261.35
Frctn Loss (m)	0.35	Cum Volume (1000 m3)	315.25	145.96	1.02
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	247.89	41.81	7.15

Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 206.88 Profile: PF 1

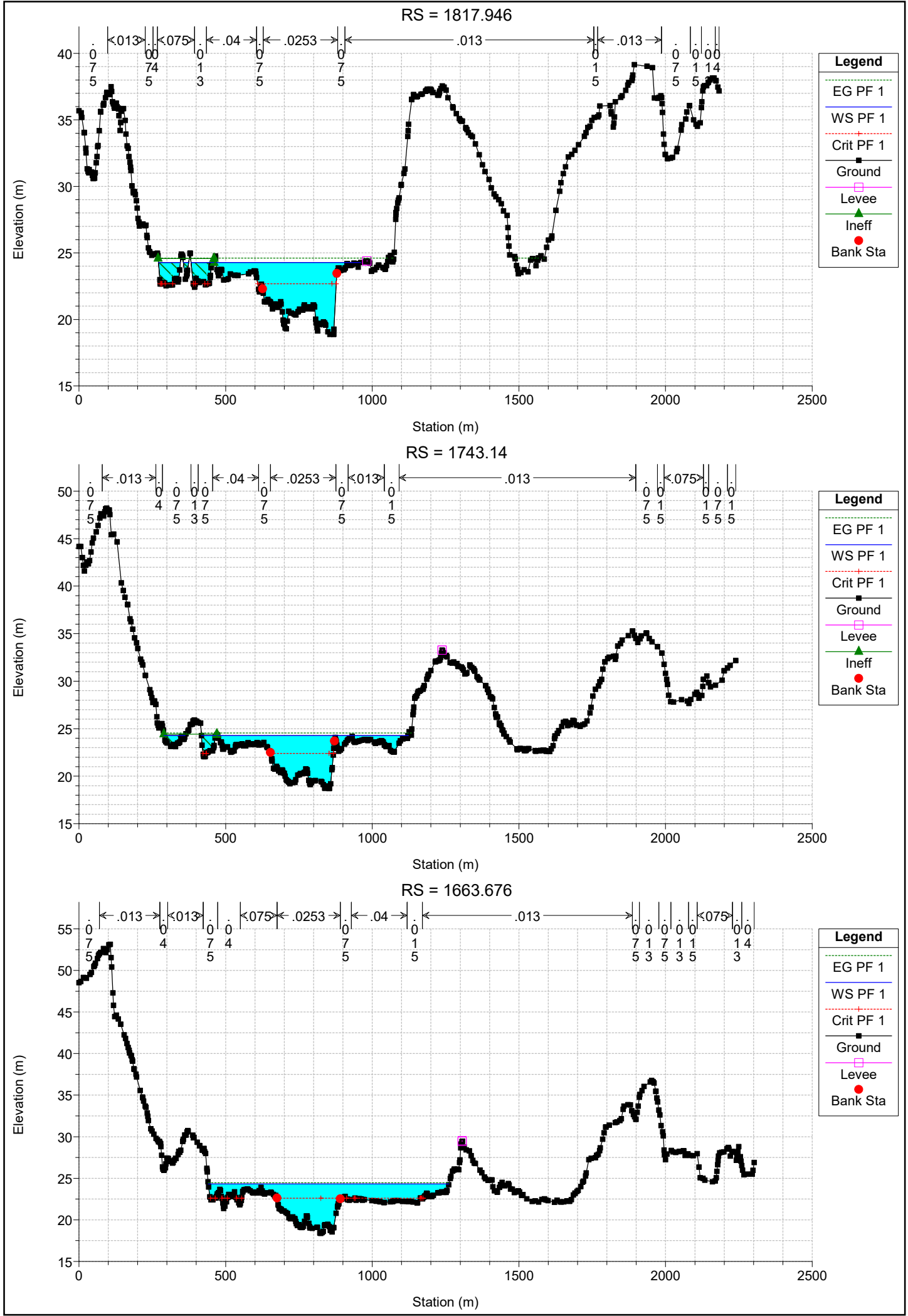
E.G. Elev (m)	19.93	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.55	Wt. n-Val.	0.040	0.027	0.075
W.S. Elev (m)	19.38	Reach Len. (m)	192.29	167.30	102.65
Crit W.S. (m)	19.19	Flow Area (m2)	656.76	415.43	0.71
E.G. Slope (m/m)	0.002187	Area (m2)	858.77	415.43	2.90
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	973.65	1652.45	0.10
Top Width (m)	847.07	Top Width (m)	702.82	116.85	27.40
Vel Total (m/s)	2.45	Avg. Vel. (m/s)	1.48	3.98	0.14
Max Chl Dpth (m)	4.28	Hydr. Depth (m)	1.43	3.56	0.11
Conv. Total (m3/s)	56159.6	Conv. (m3/s)	20820.9	35336.6	2.1
Length Wtd. (m)	174.30	Wetted Per. (m)	459.92	117.94	6.73
Min Ch EI (m)	15.10	Shear (N/m2)	30.62	75.53	2.28
Alpha	1.80	Stream Power (N/m s)	75302.32	0.00	60246.16
Frctn Loss (m)	0.39	Cum Volume (1000 m3)	162.32	76.82	0.73
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	136.36	22.13	5.38

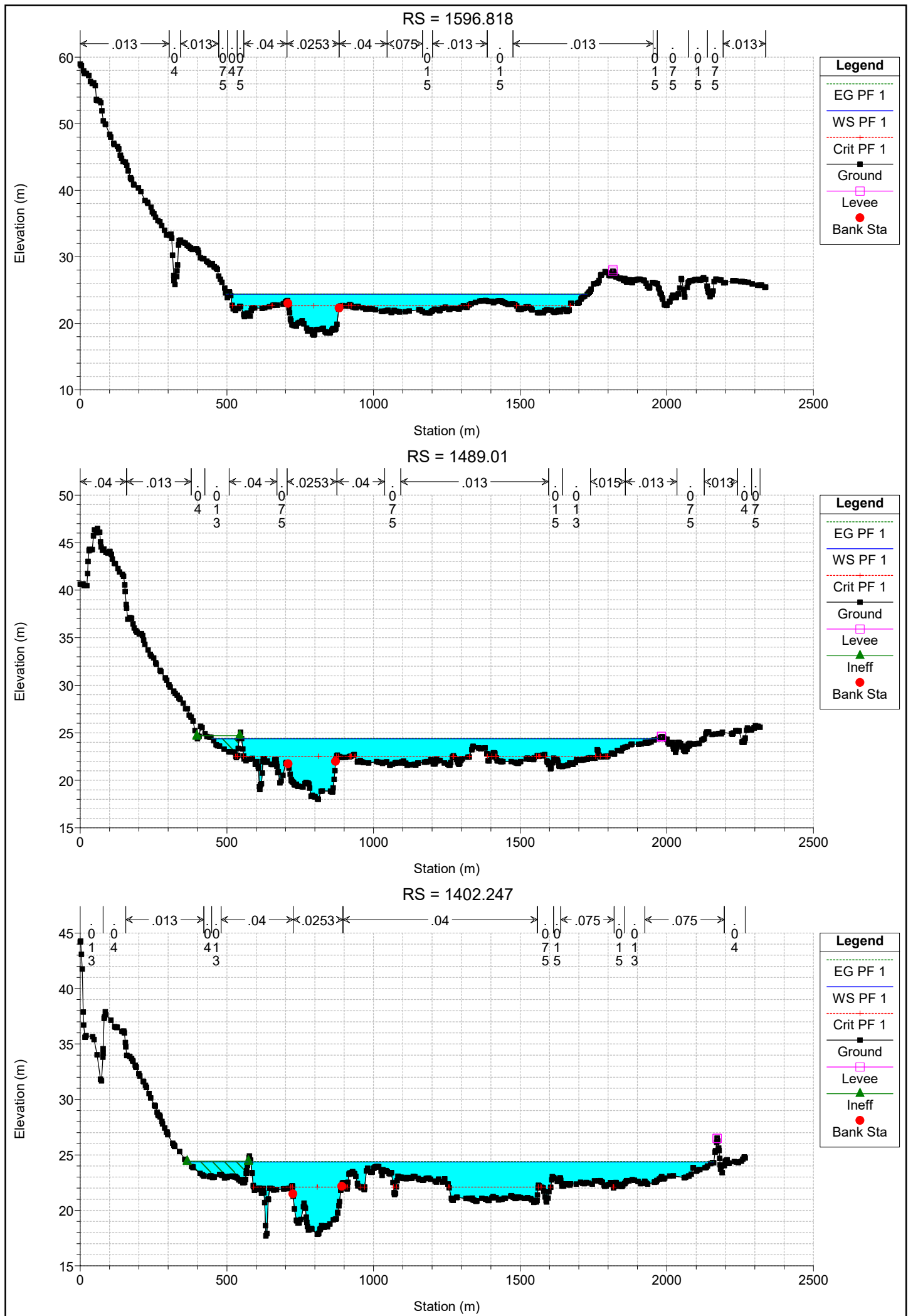
Plan: Plan 01 Tordera Tordera RS: 39.57869 Profile: PF 1

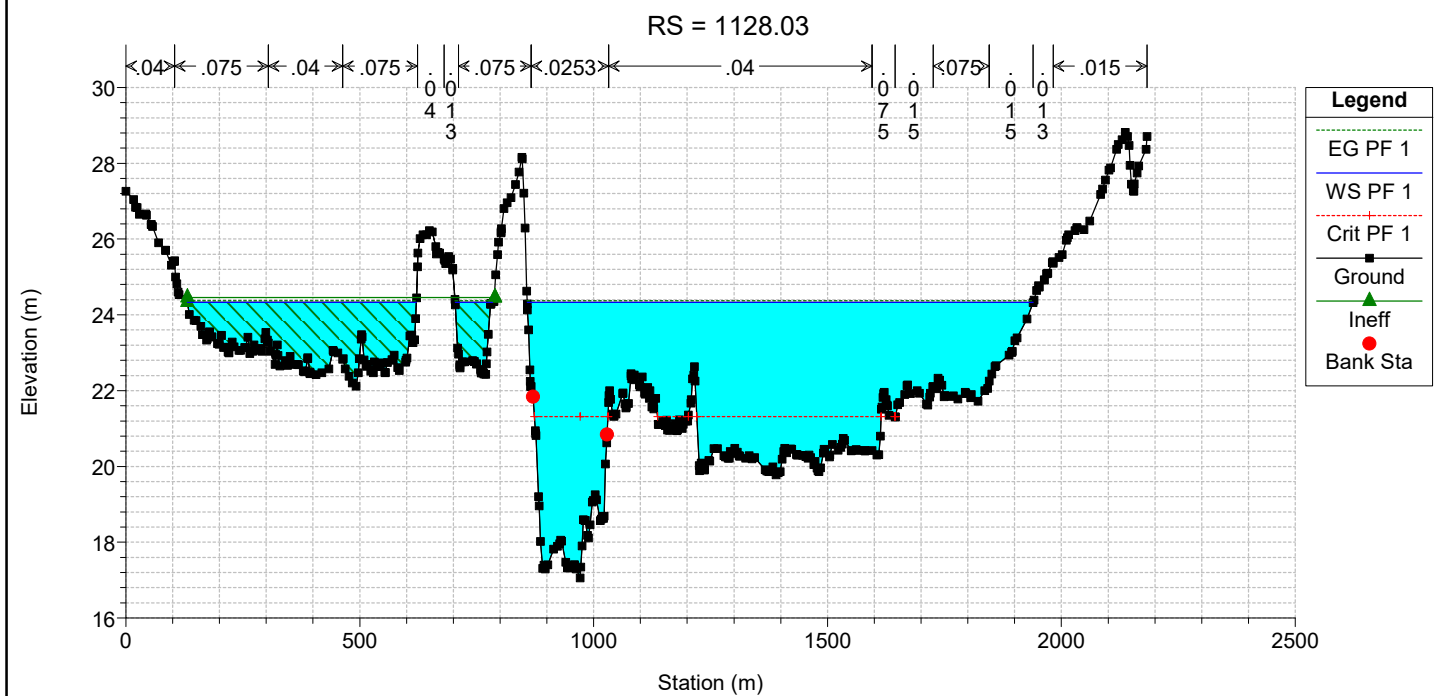
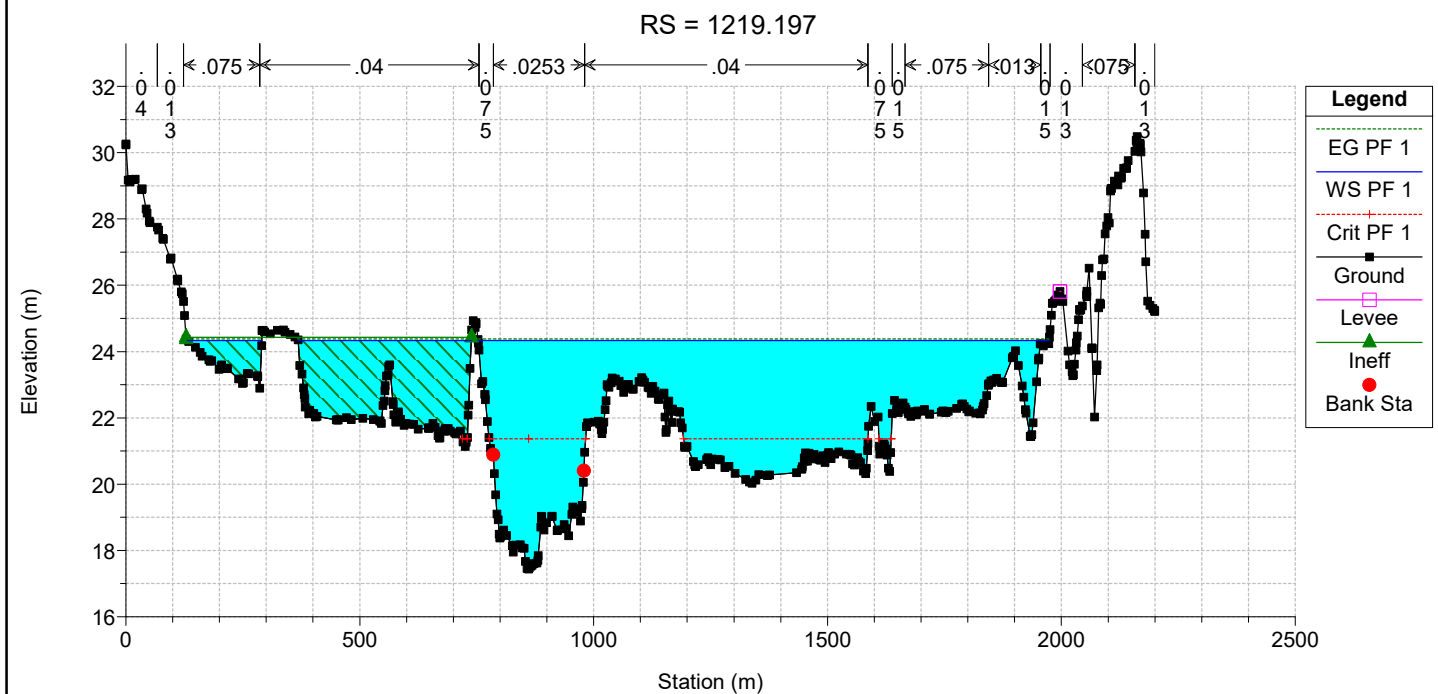
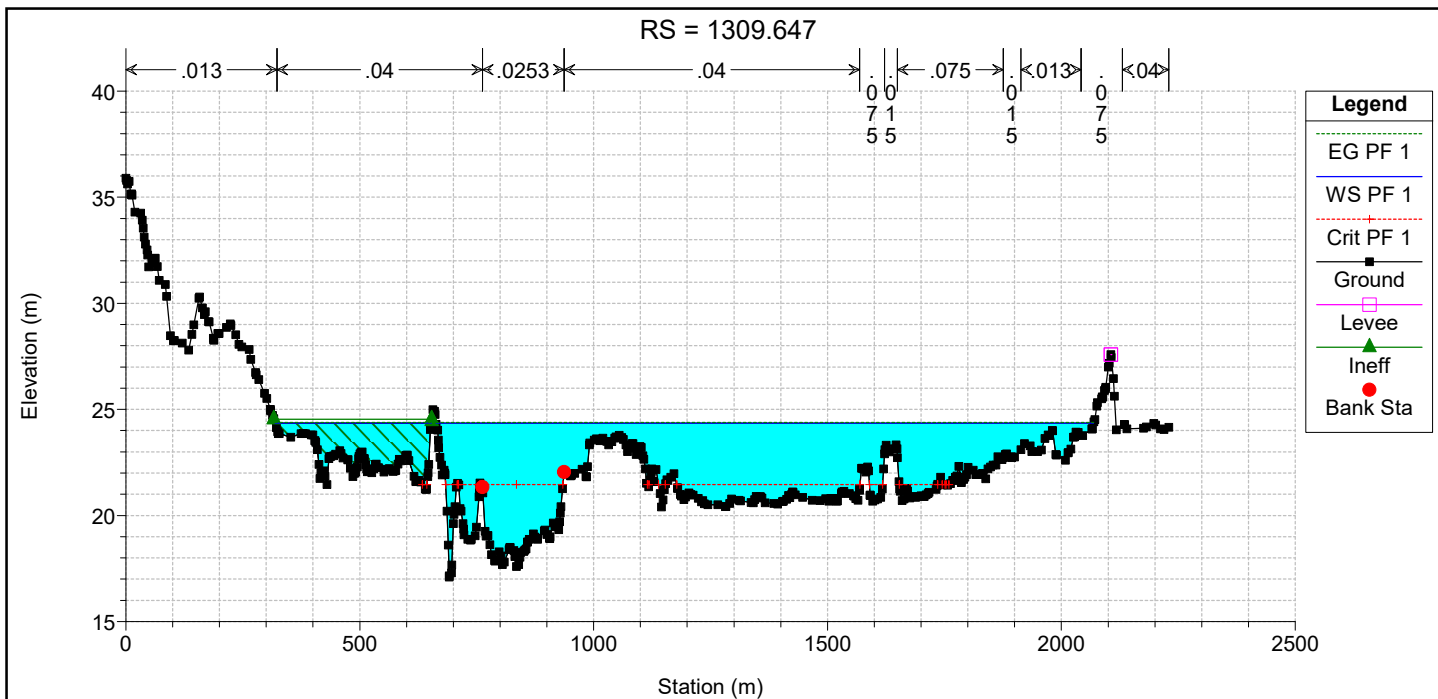
E.G. Elev (m)	19.52	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.75	Wt. n-Val.	0.040	0.025	
W.S. Elev (m)	18.77	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	18.77	Flow Area (m2)	448.78	502.86	
E.G. Slope (m/m)	0.002269	Area (m2)	829.52	502.86	11.30
Q Total (m3/s)	2626.20	Flow (m3/s)	496.84	2129.37	
Top Width (m)	940.58	Top Width (m)	715.42	147.66	77.50
Vel Total (m/s)	2.76	Avg. Vel. (m/s)	1.11	4.23	
Max Chl Dpth (m)	4.21	Hydr. Depth (m)	0.90	3.41	
Conv. Total (m3/s)	55133.8	Conv. (m3/s)	10430.4	44703.4	
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)	500.65	149.08	
Min Ch El (m)	14.56	Shear (N/m2)	19.94	75.05	
Alpha	1.94	Stream Power (N/m s)	77554.50	1333.88	61076.84
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m3)			
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m2)			

### 3.2. Secciones transversales. Calados.

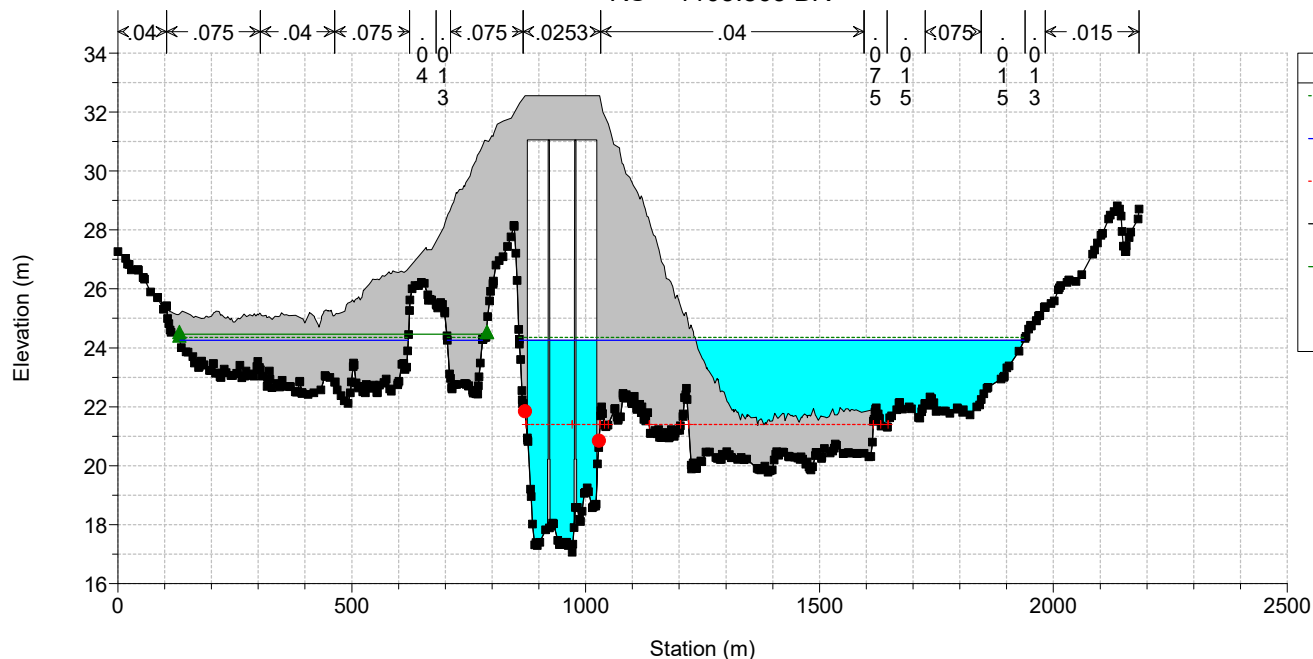




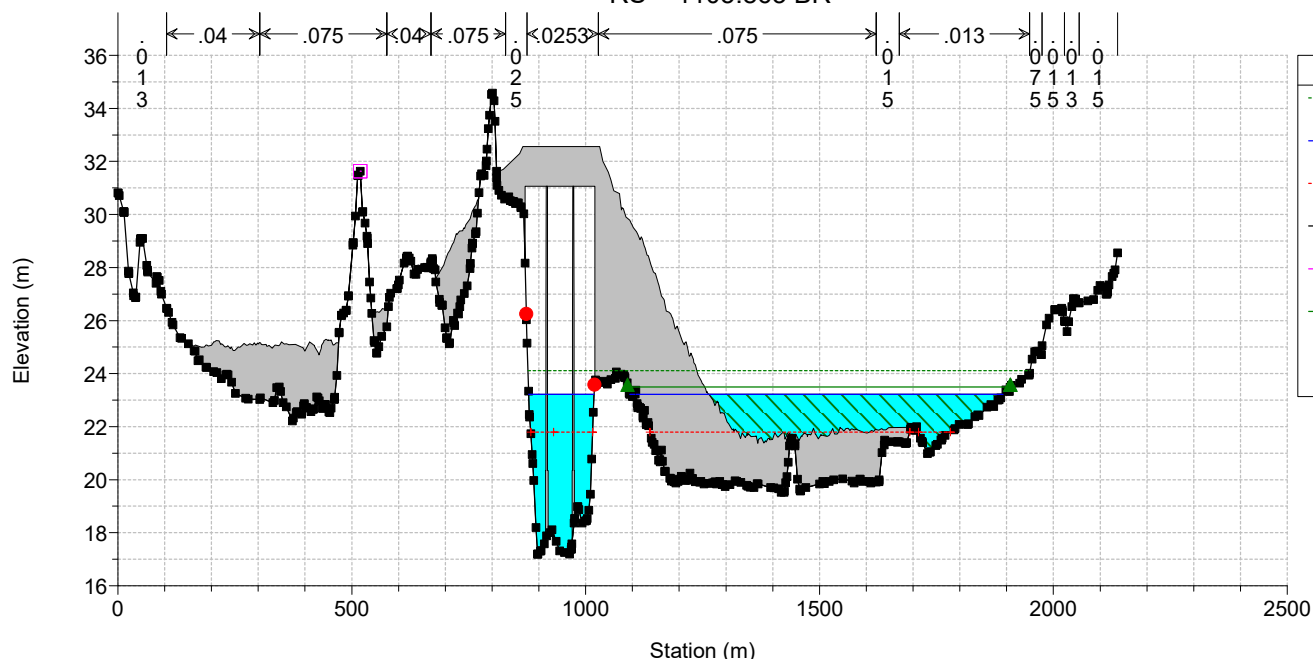




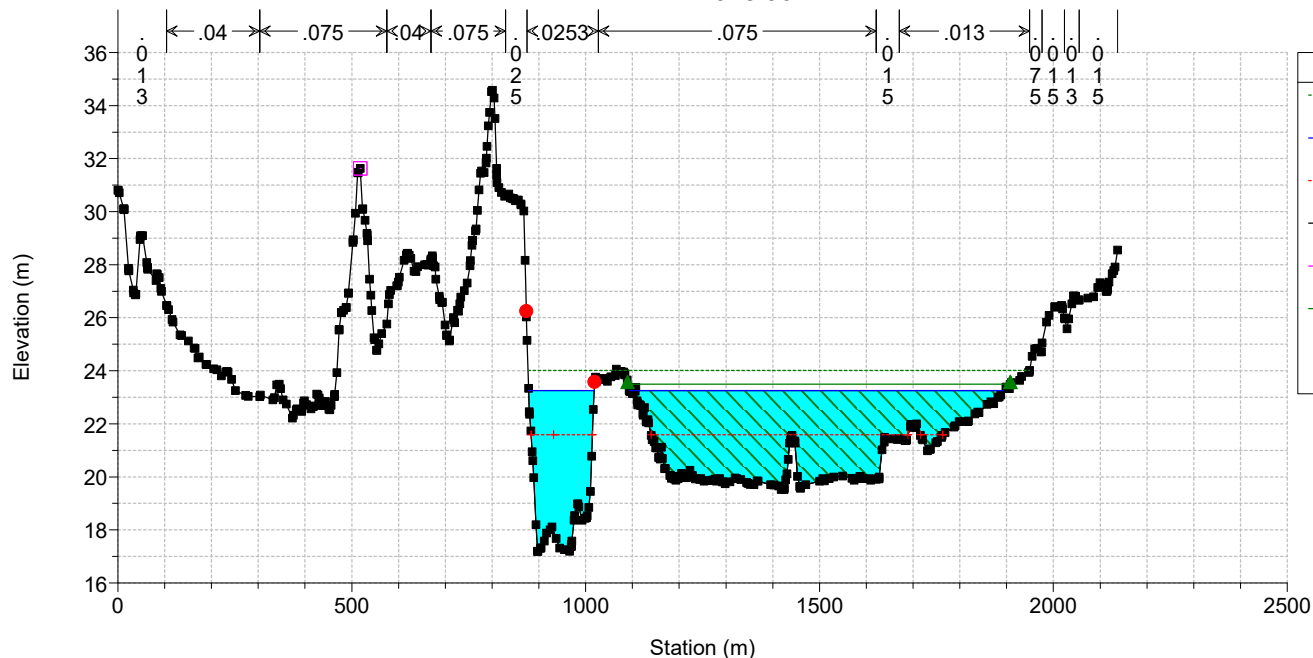
RS = 1105.863 BR

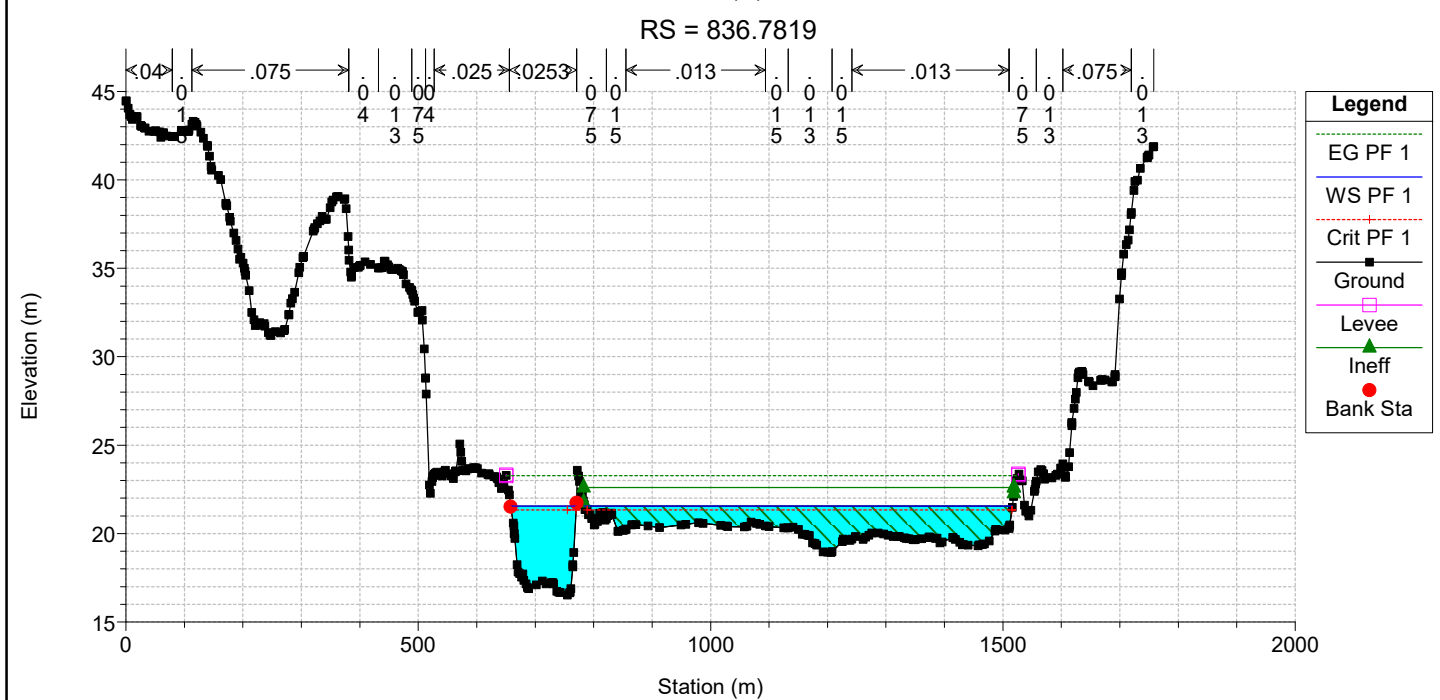
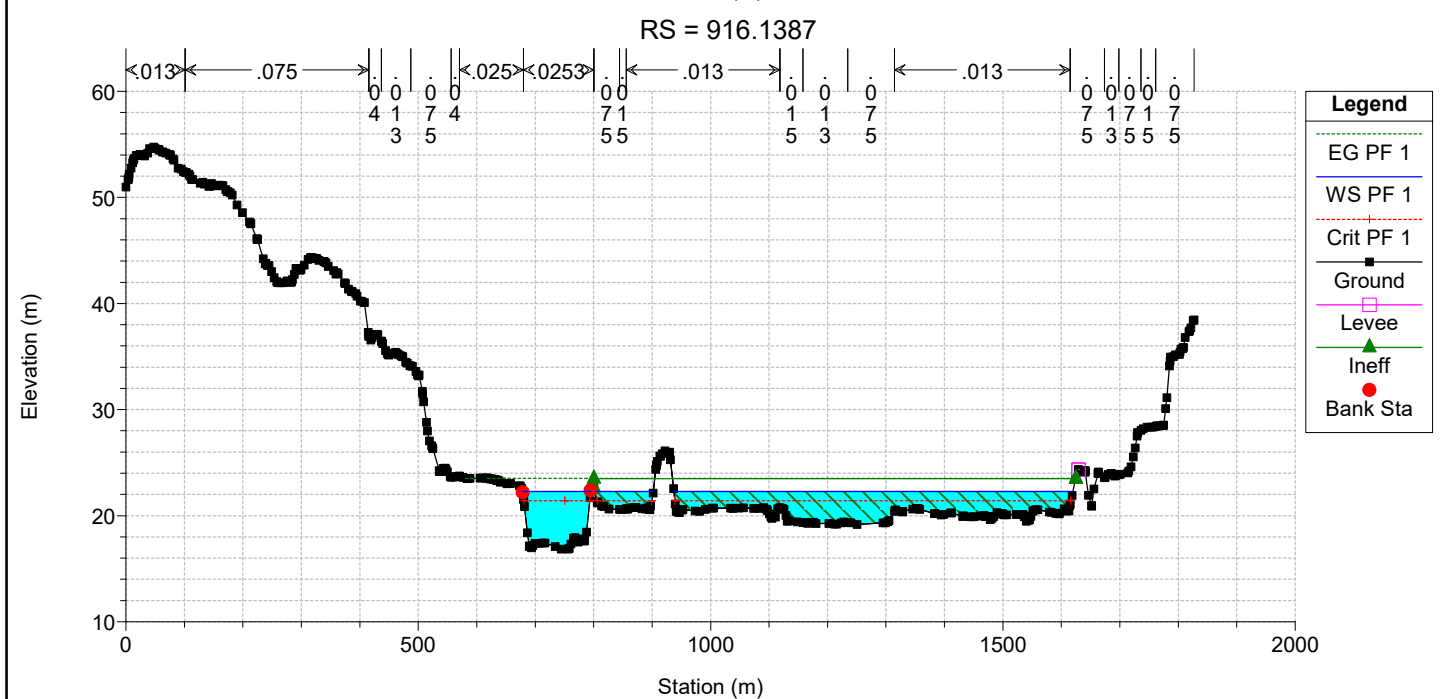
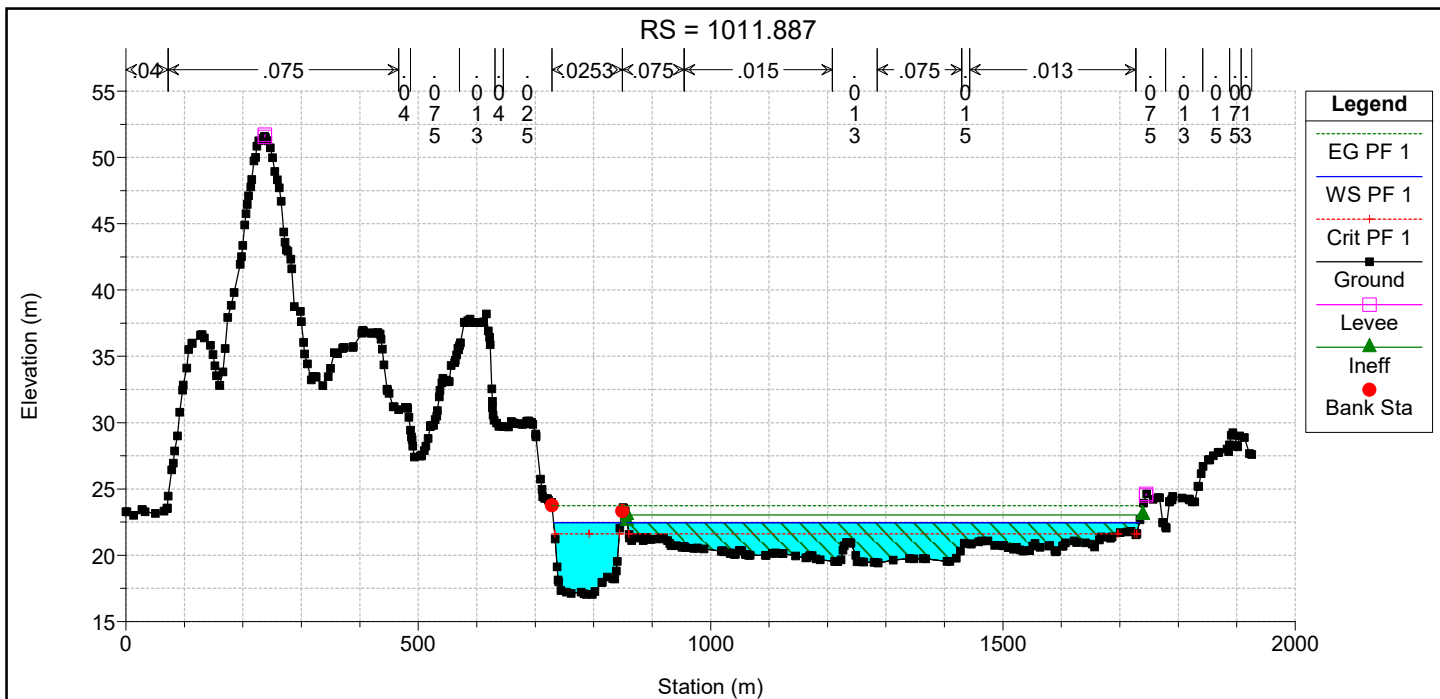


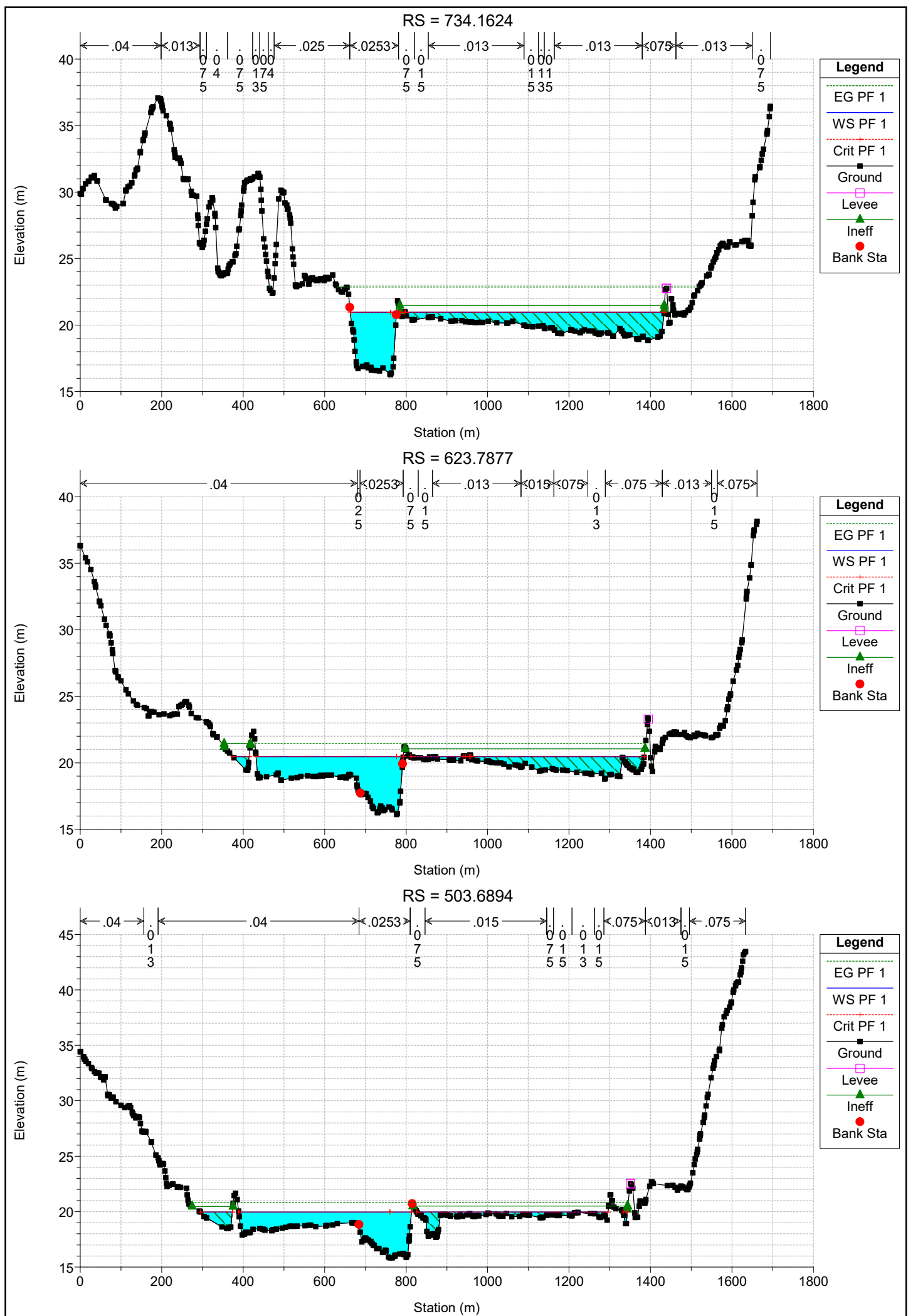
RS = 1105.863 BR

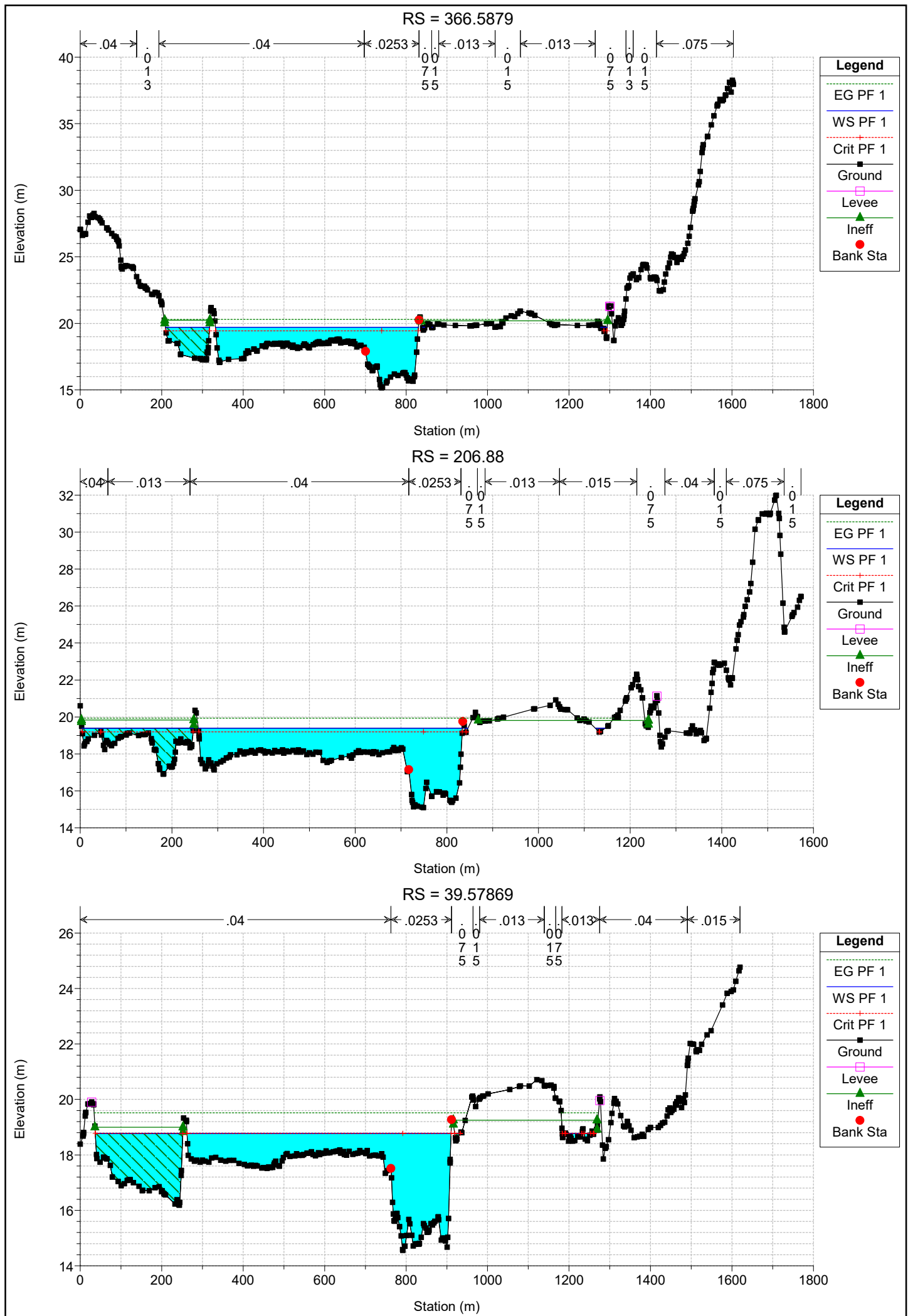


RS = 1078.907



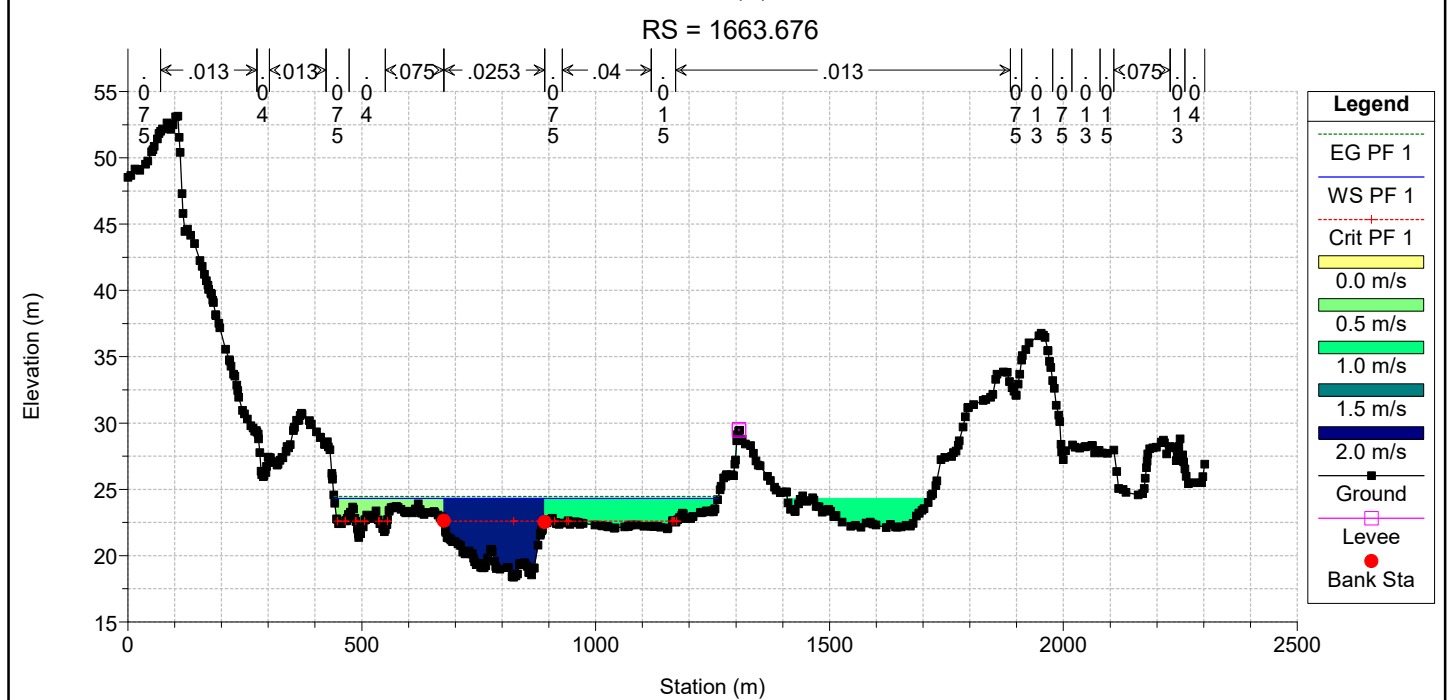
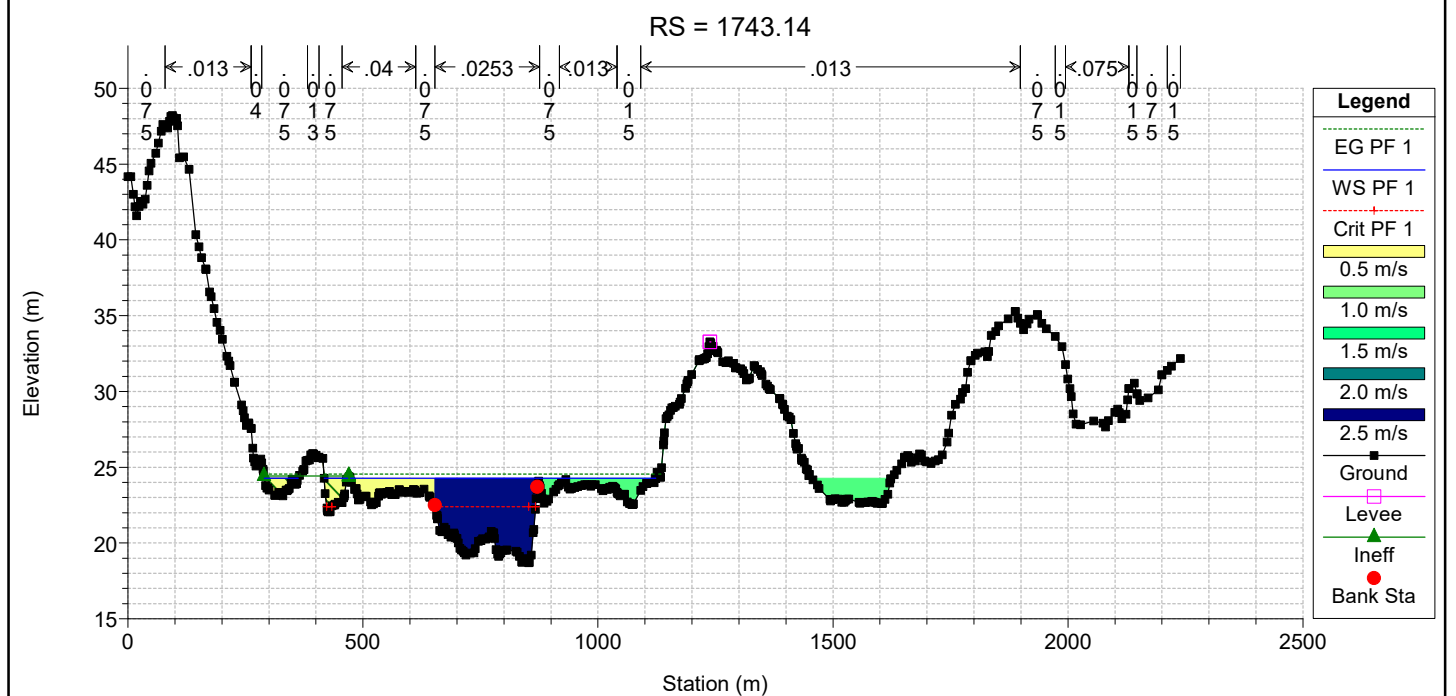
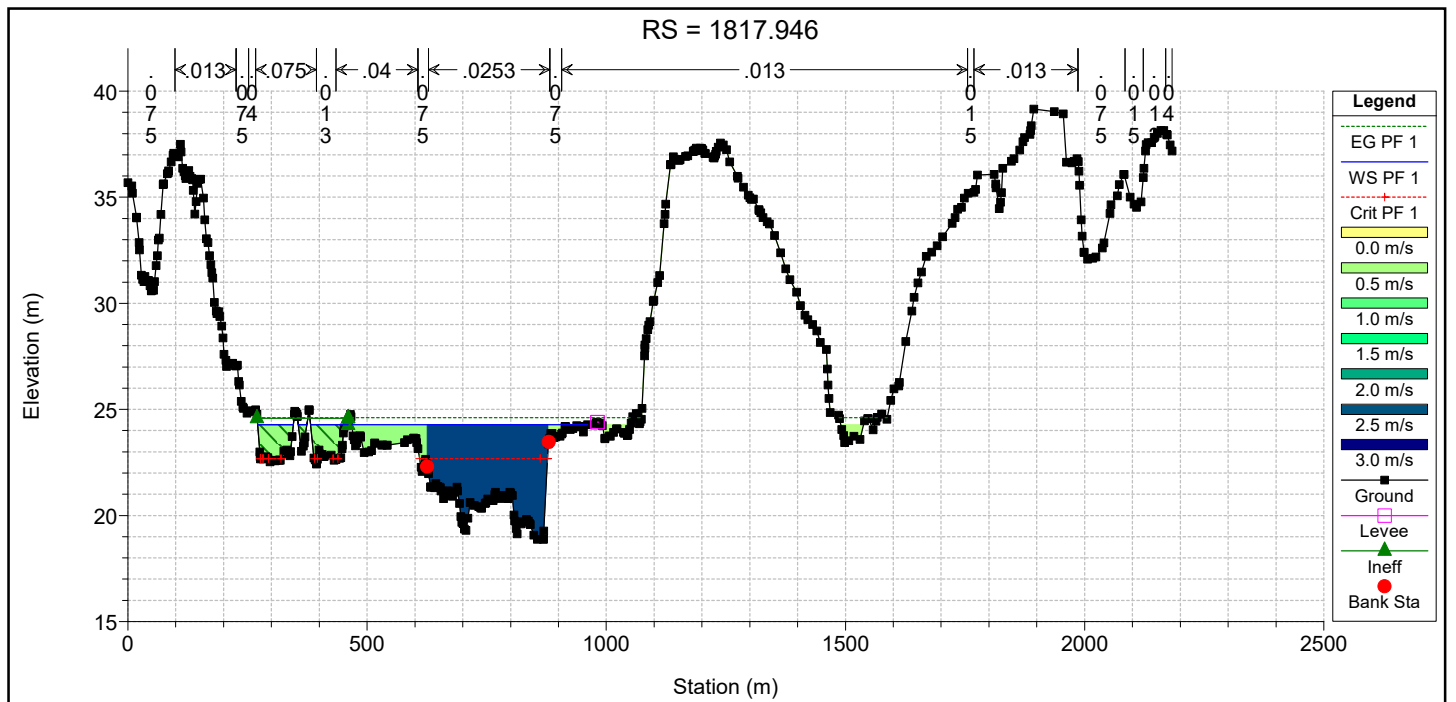


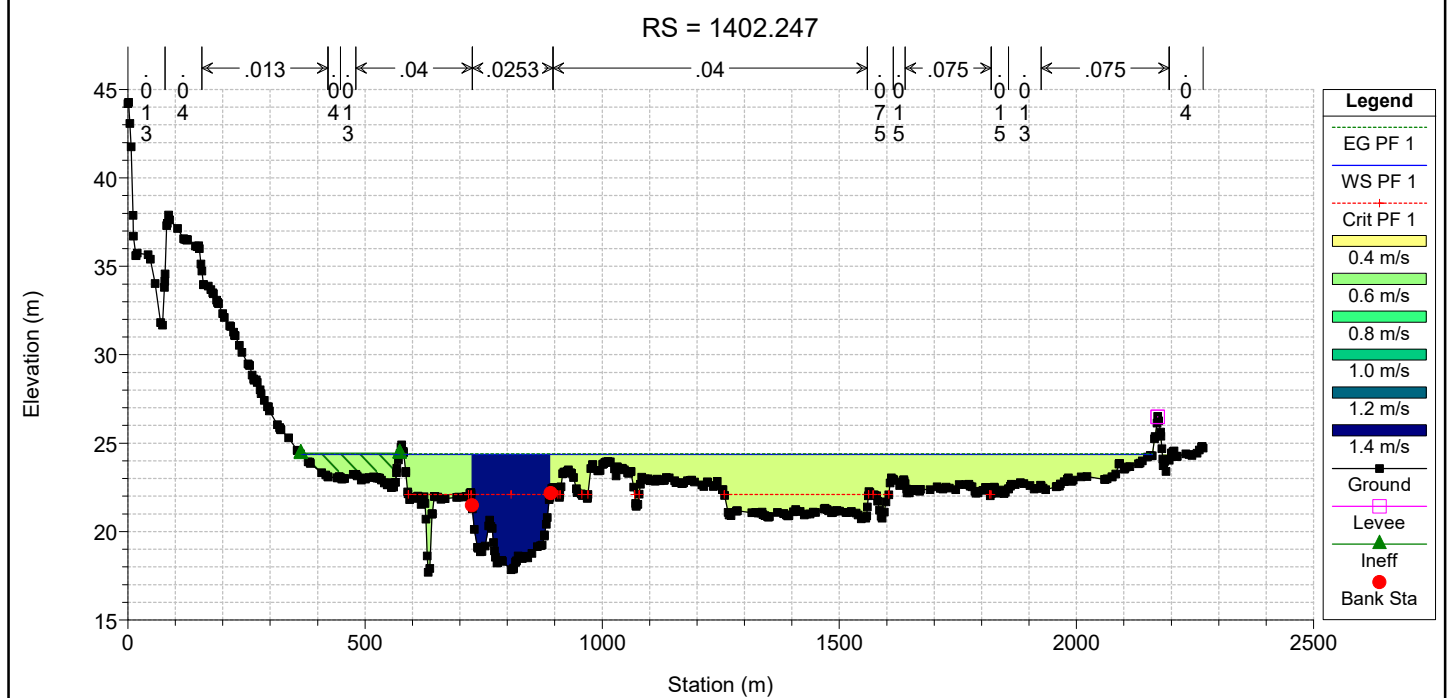
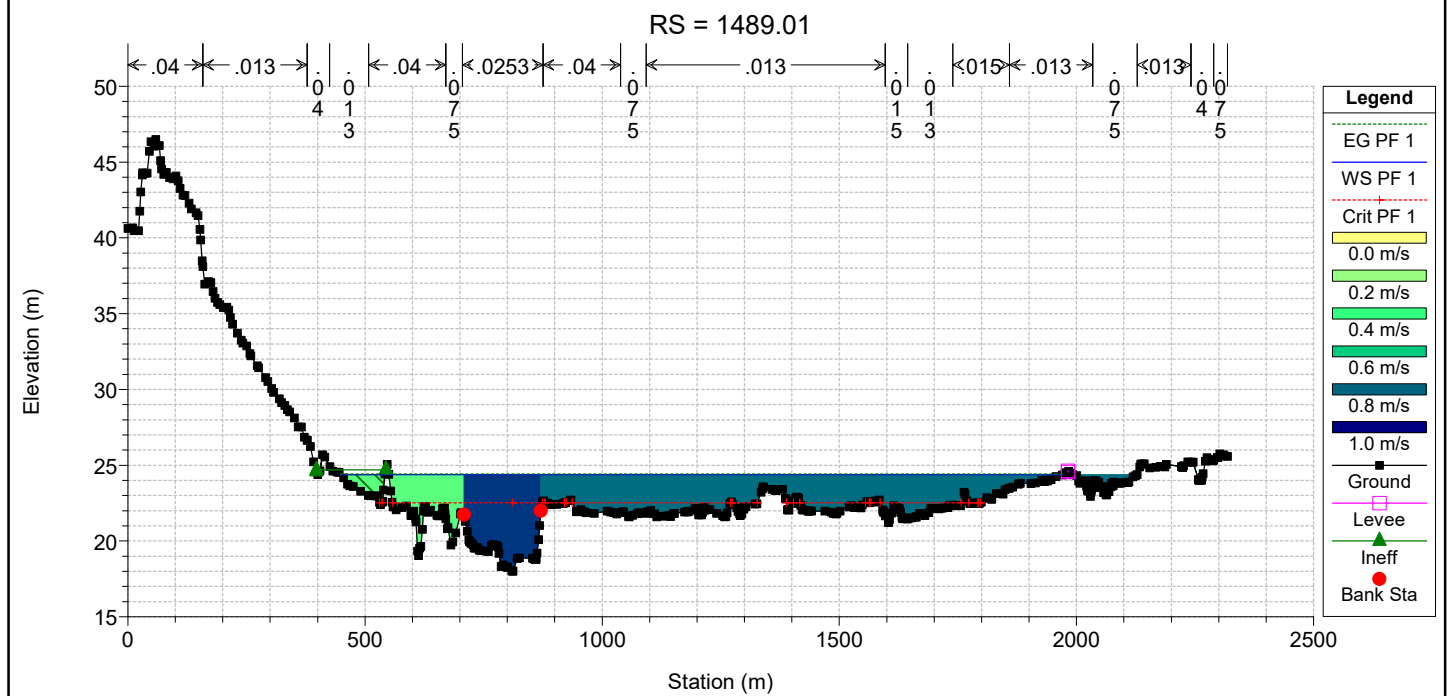
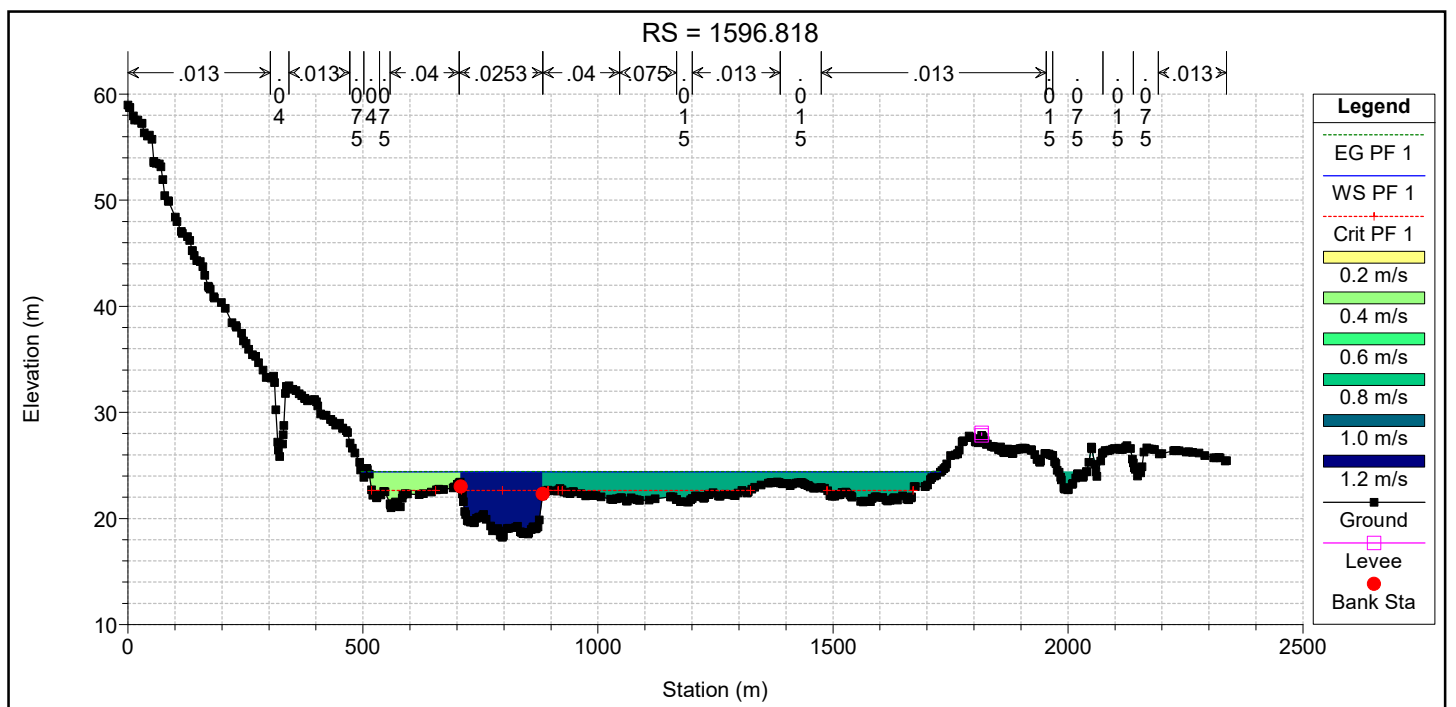




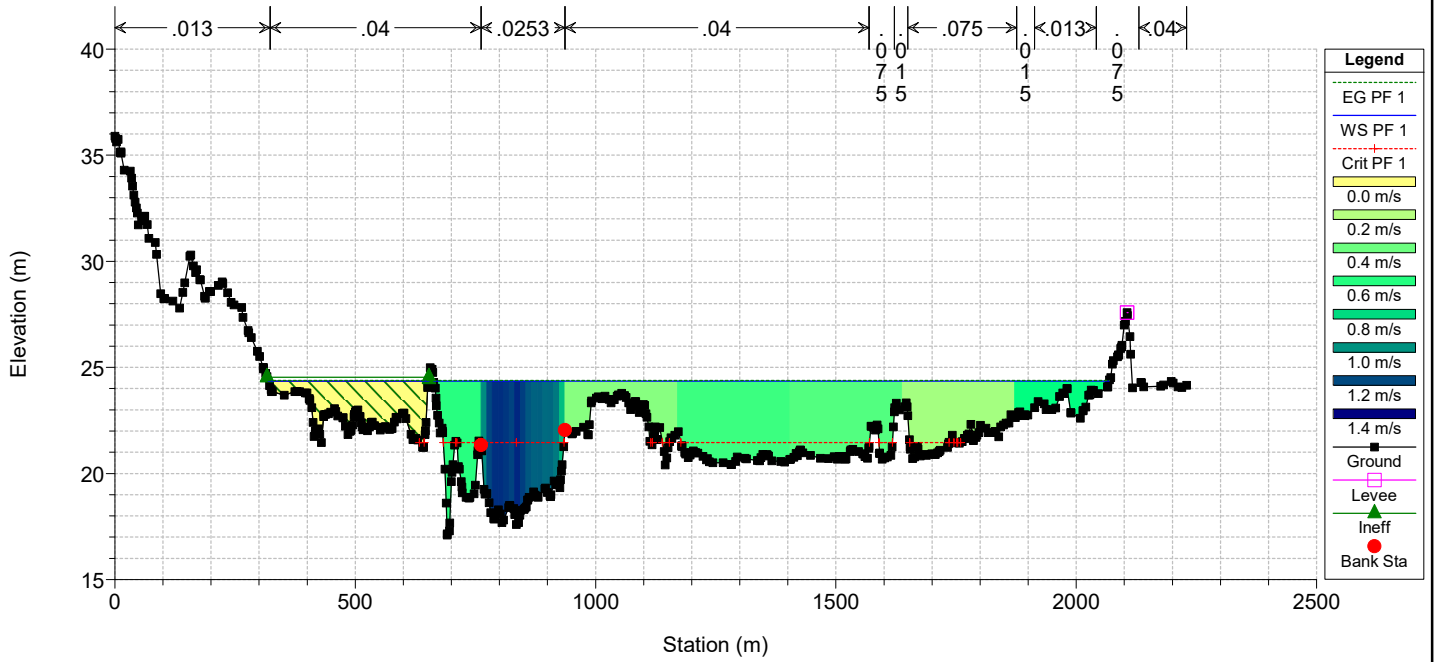
### 3.3. Secciones transversales. Velocidades.



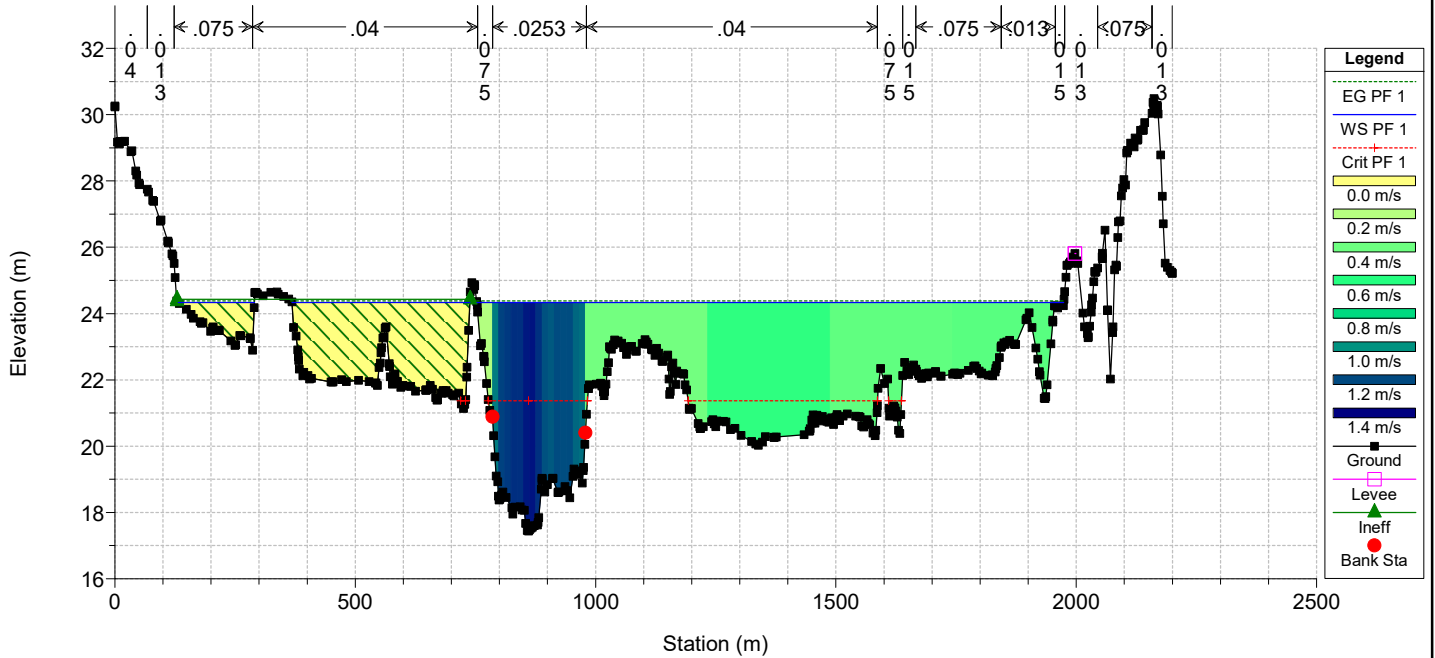




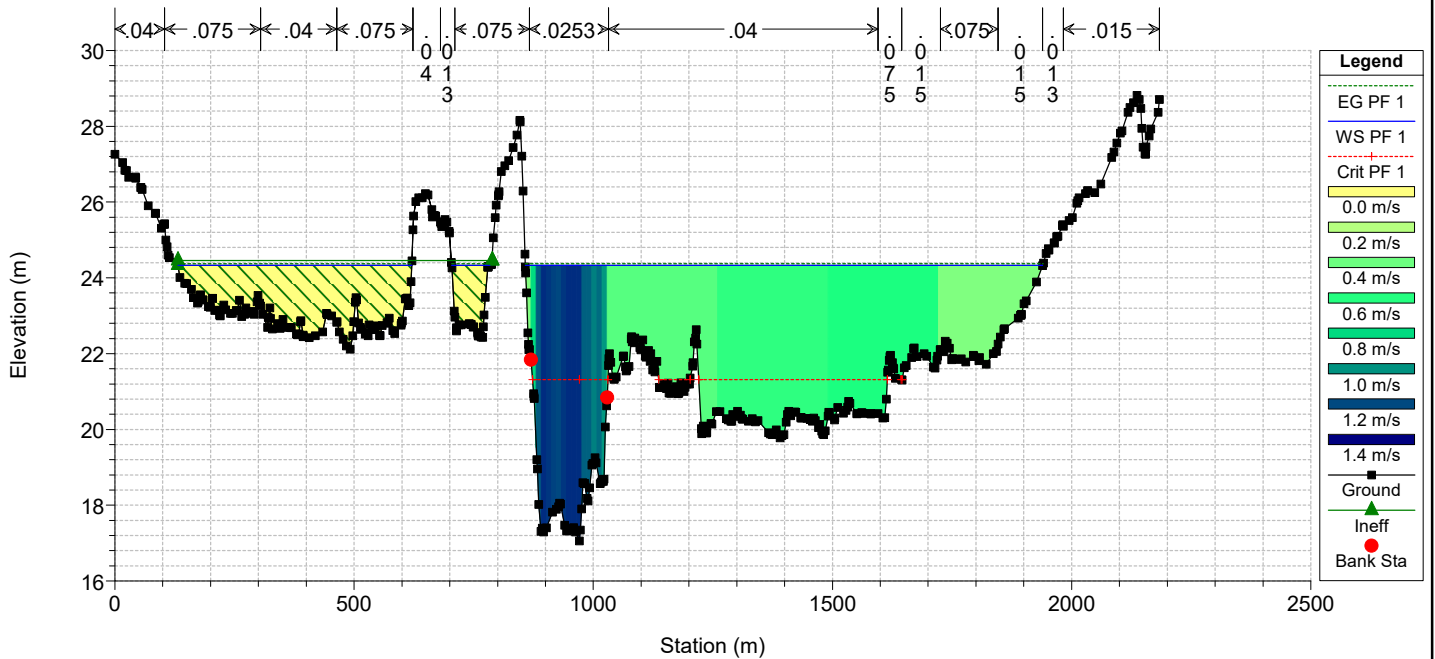
RS = 1309.647



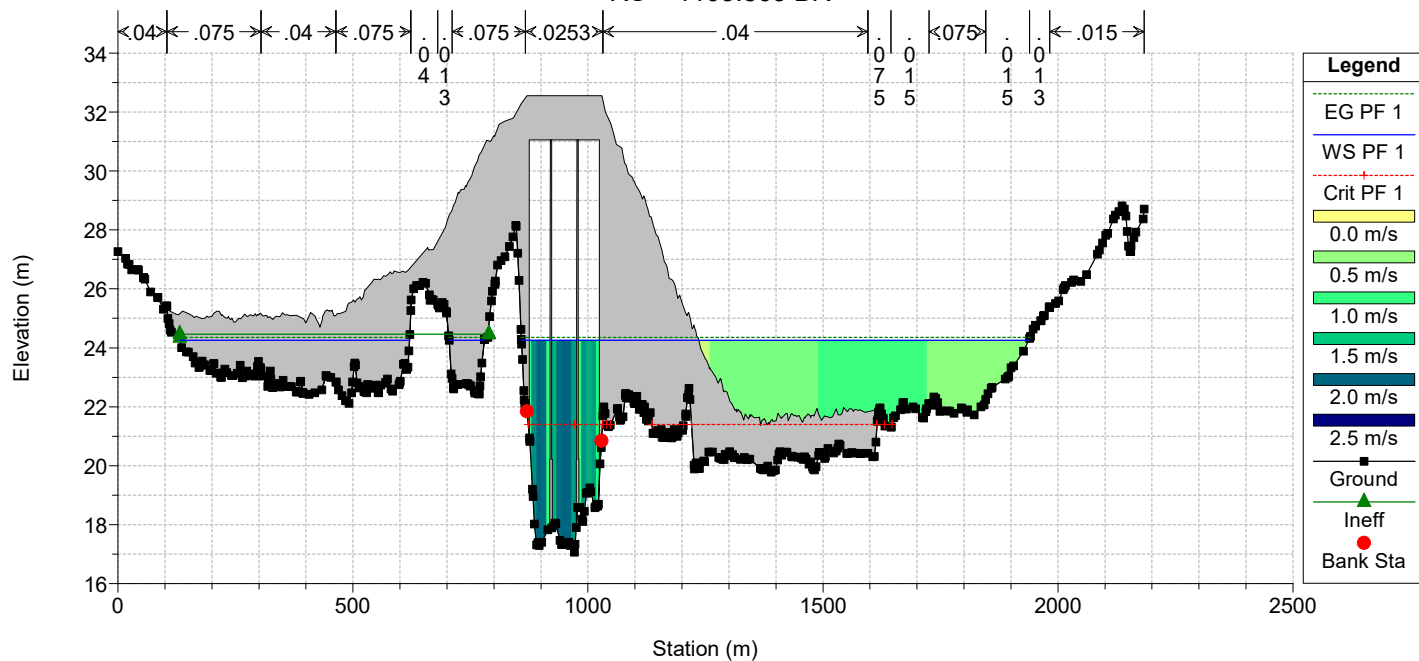
RS = 1219.197



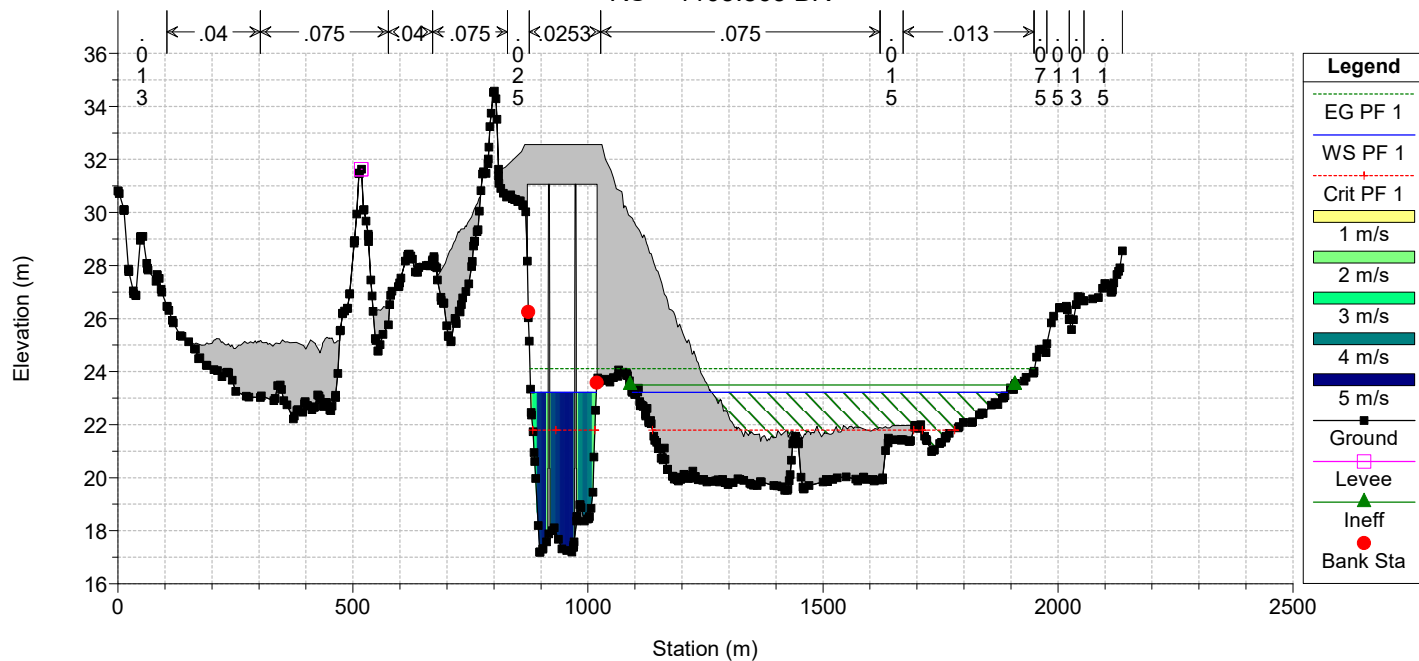
RS = 1128.03



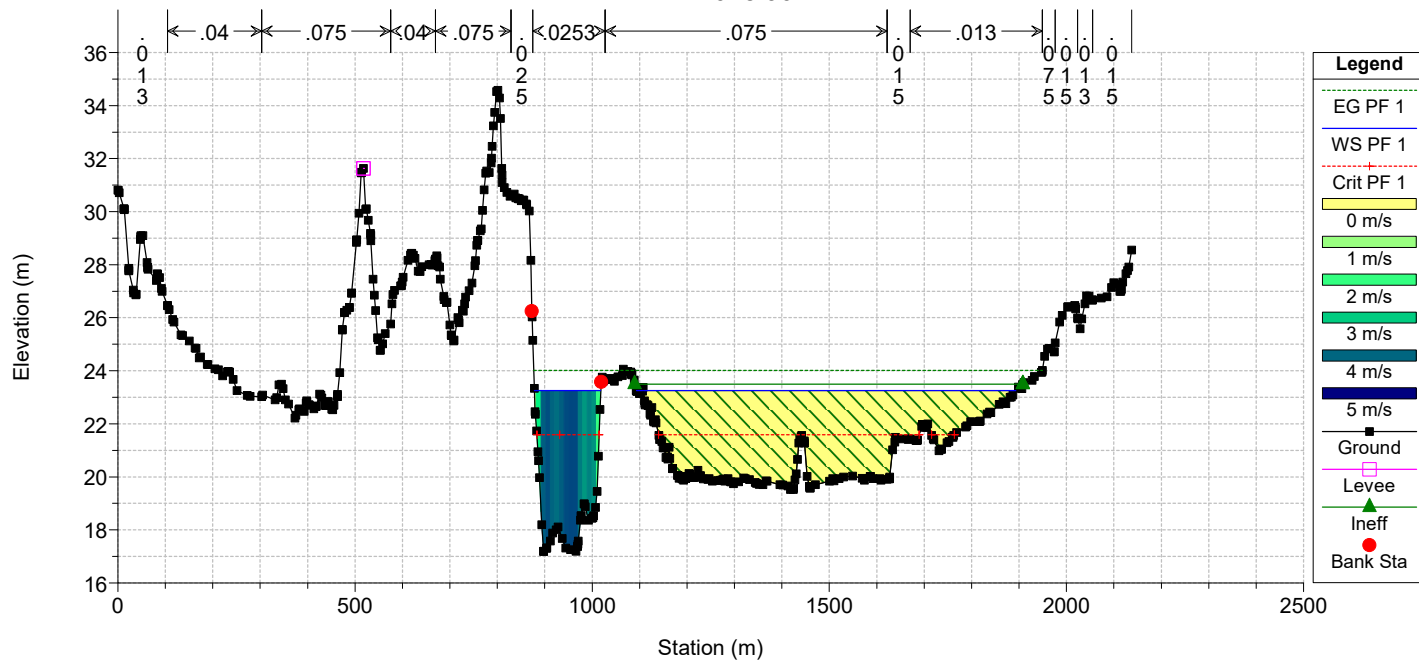
RS = 1105.863 BR



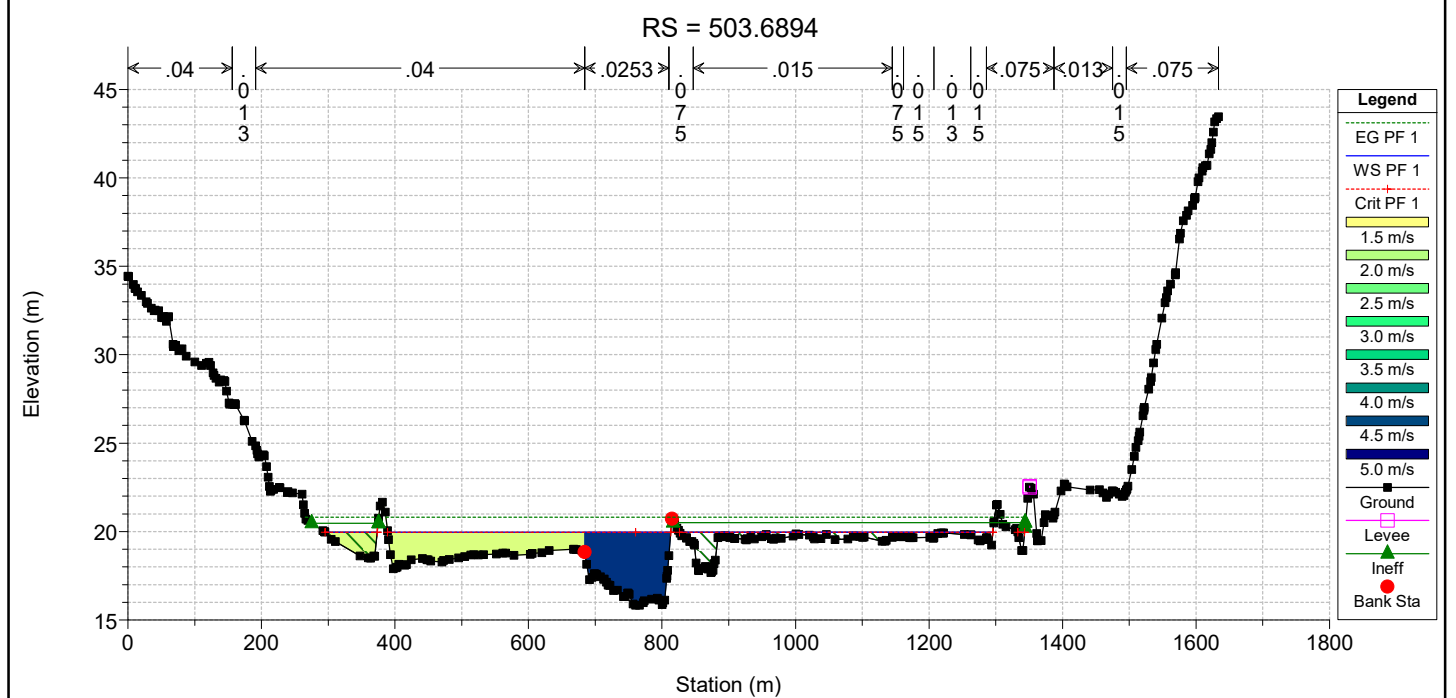
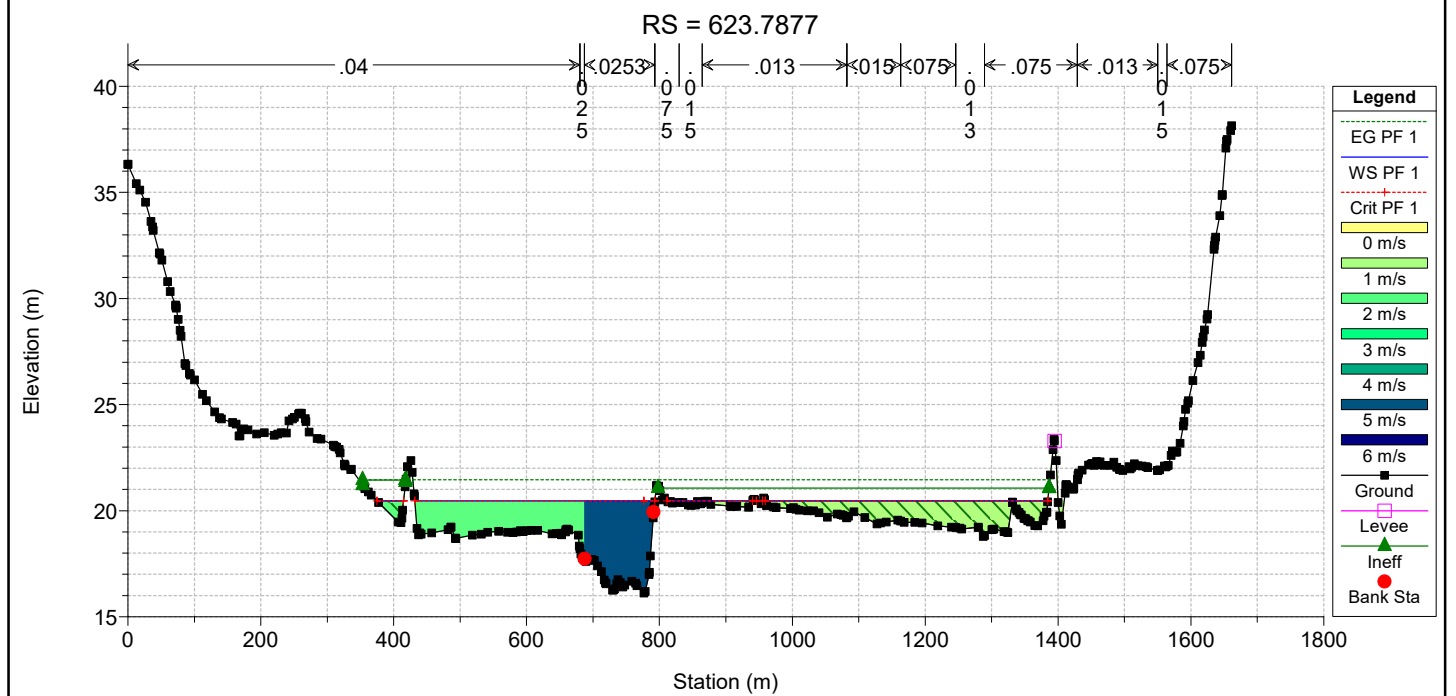
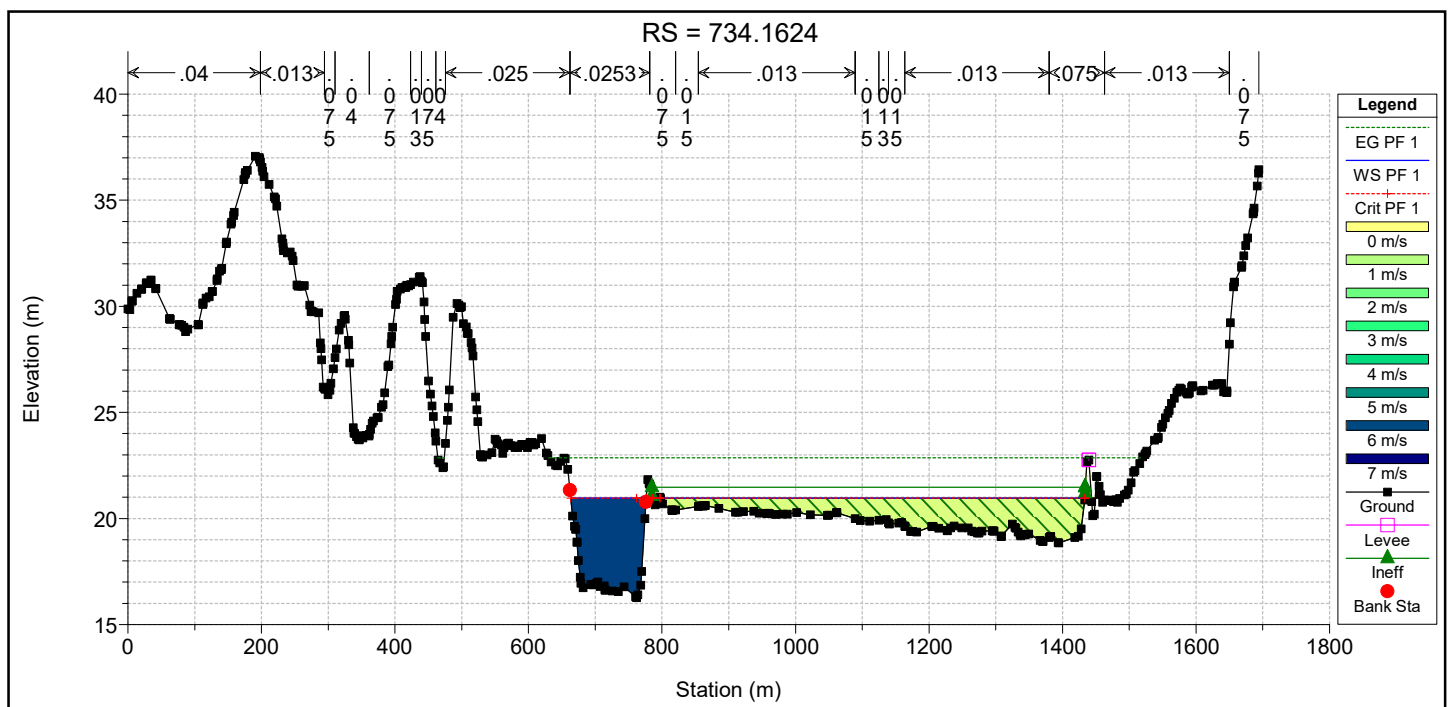
RS = 1105.863 BR



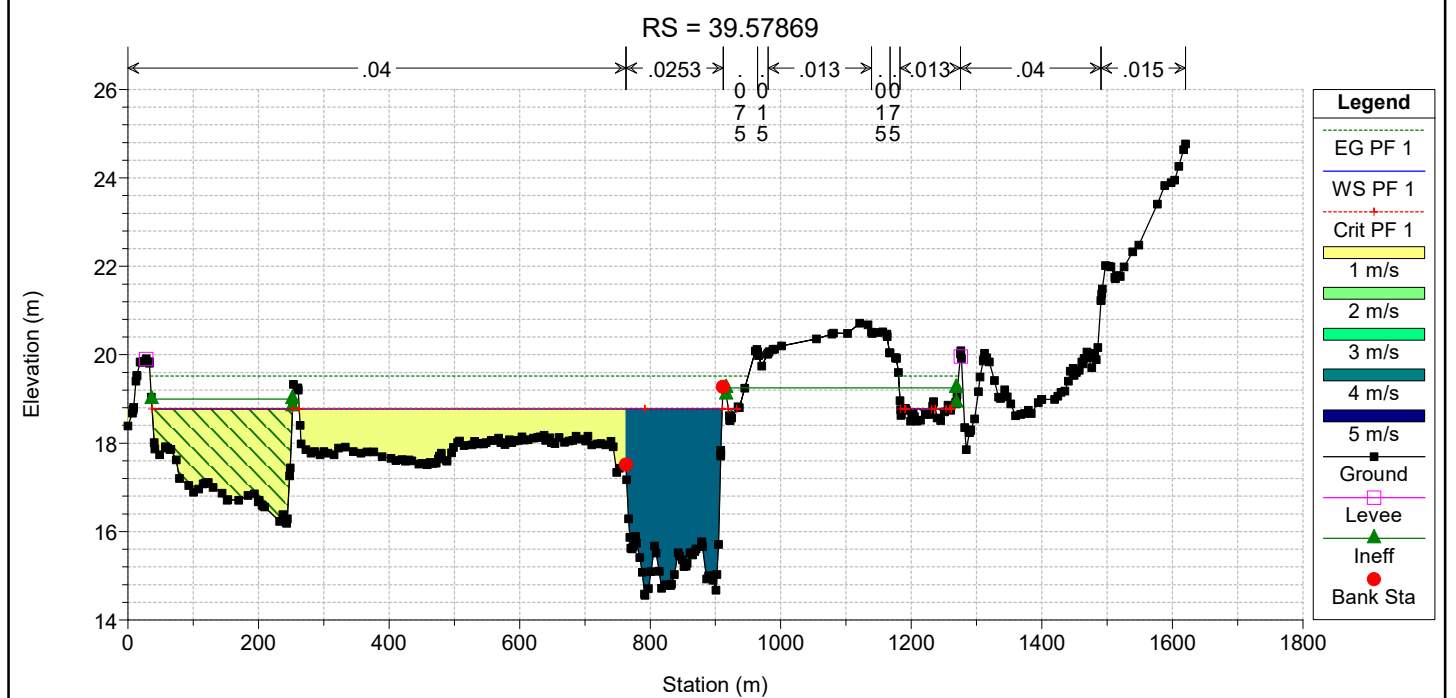
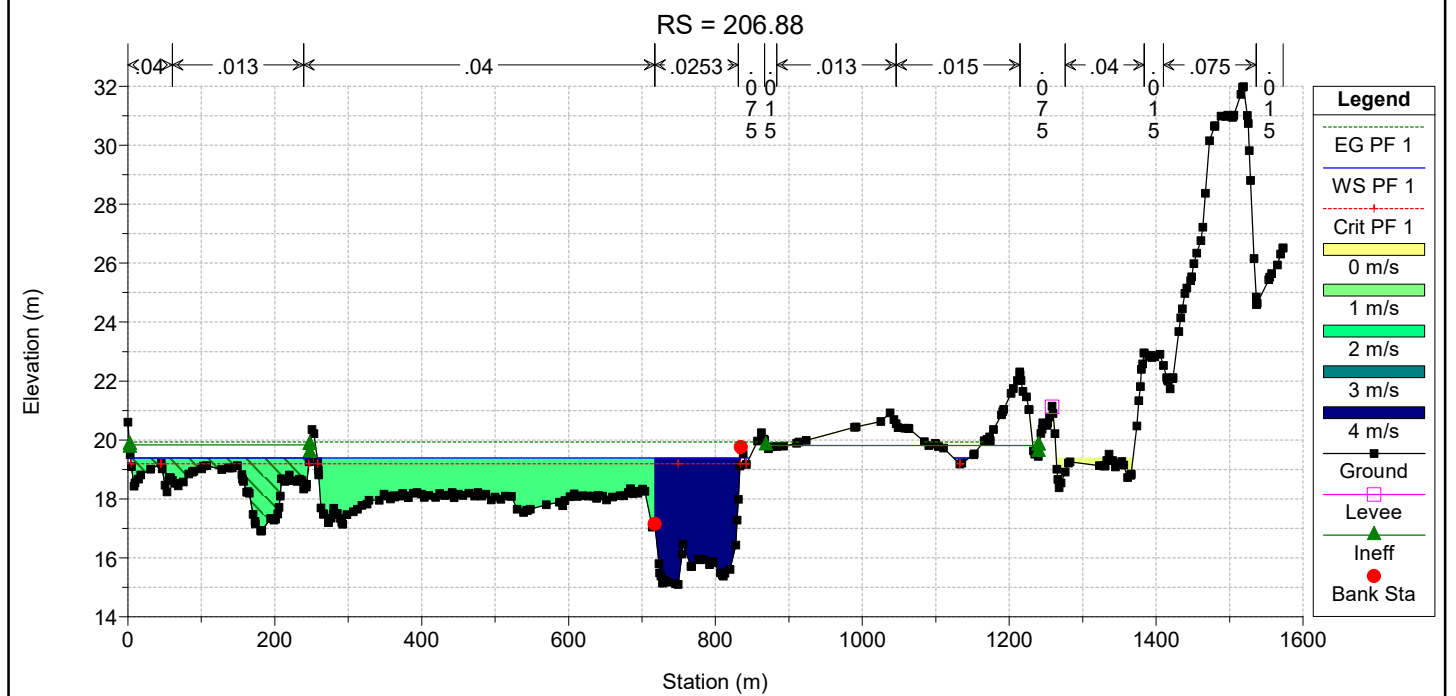
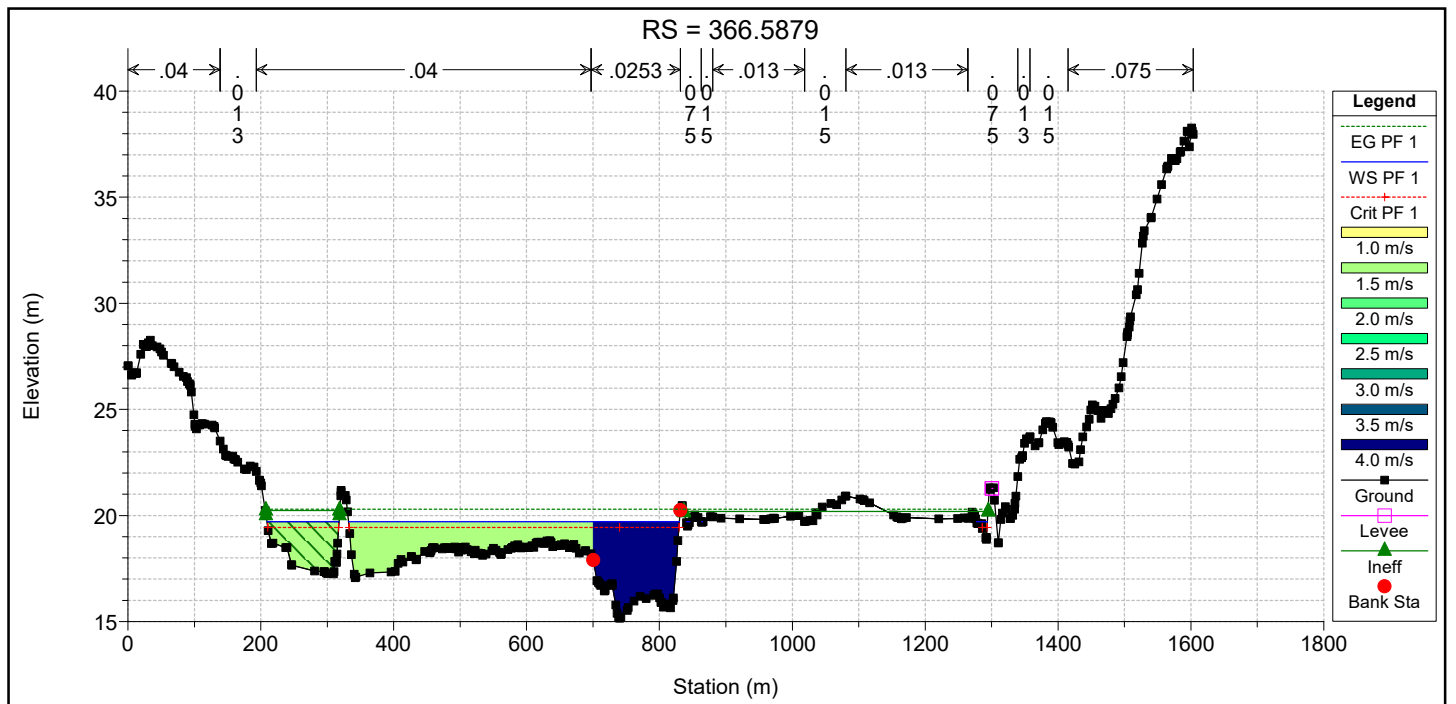
RS = 1078.907





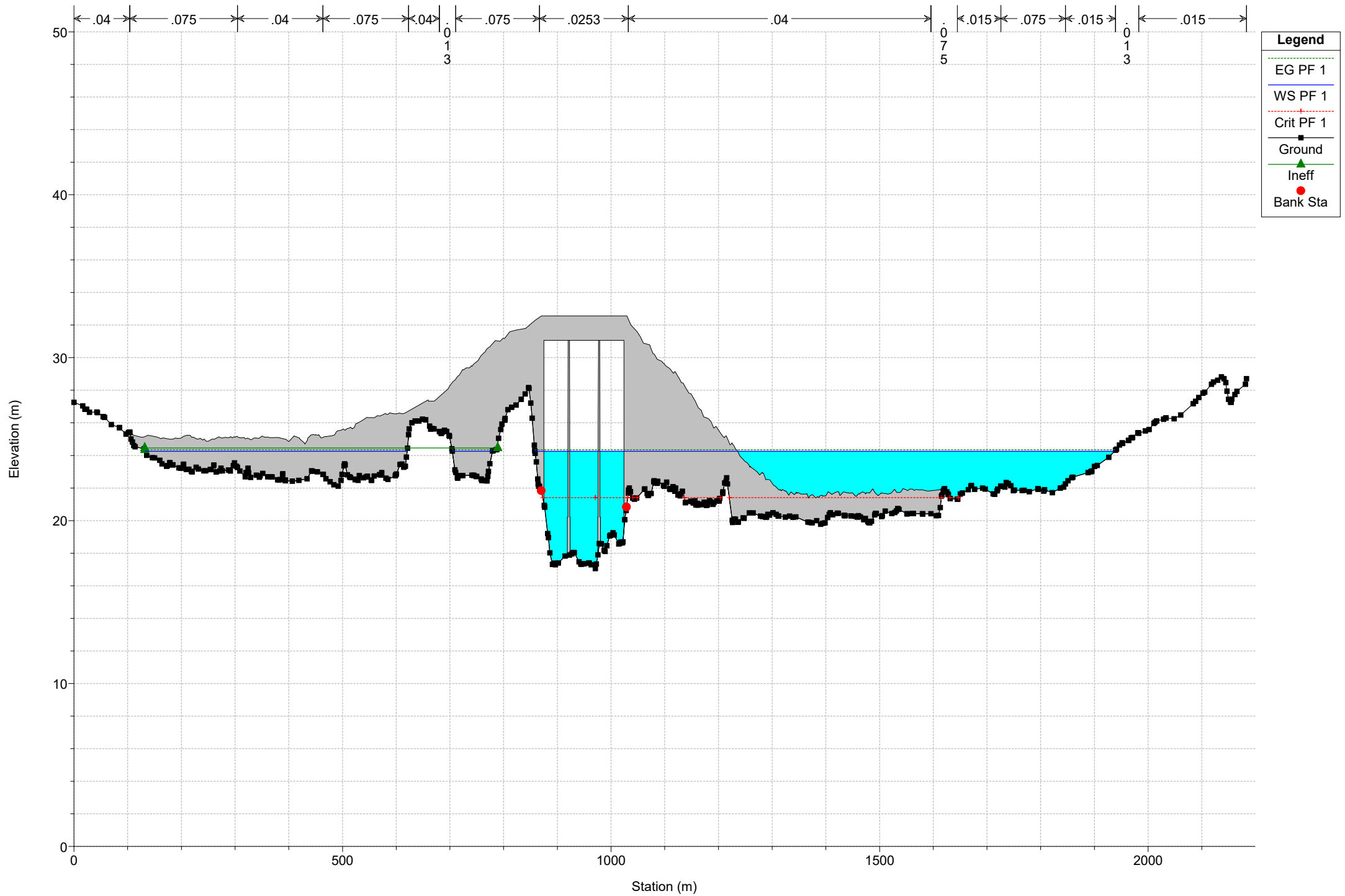






#### 3.4. Sección del puente.





#### **4. Resultados del cálculo de la erosión.**

## Contraction Scour

	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):	1.99	5.78	2.61
Approach Velocity (m/s):	0.21	1.22	0.48
Br Average Depth (m):		6.12	2.16
BR Opening Flow (m3/s):		1498.41	1127.80
BR Top WD (m):		142.36	701.55
Grain Size D50 (mm):	2.20	2.20	2.20
Approach Flow (m3/s):	13.50	1363.23	1249.48
Approach Top WD (m):	32.60	193.60	994.45
K1 Coefficient:	0.590	0.590	0.590
Results			
Scour Depth Ys (m):		1.39	0.00
Critical Velocity (m/s):		1.08	0.94
Equation:		Live	Clear

## Pier Scour

	All piers have the same scour depth		
Input Data			
Pier Shape:	Round nose		
Pier Width (m):	5.30		
Grain Size D50 (mm):	2.20000		
Depth Upstream (m):	6.99		
Velocity Upstream (m/s):	1.28		
K1 Nose Shape:	1.00		
Pier Angle:	0.00		
Pier Length (m):	8.50		
K2 Angle Coef:	1.00		
K3 Bed Cond Coef:	1.20		
Grain Size D90 (mm):	17.80000		
K4 Armouring Coef:	1.00		
Results			
Scour Depth Ys (m):	6.28		
Froude #:	0.15		
Equation:	CSU equation		

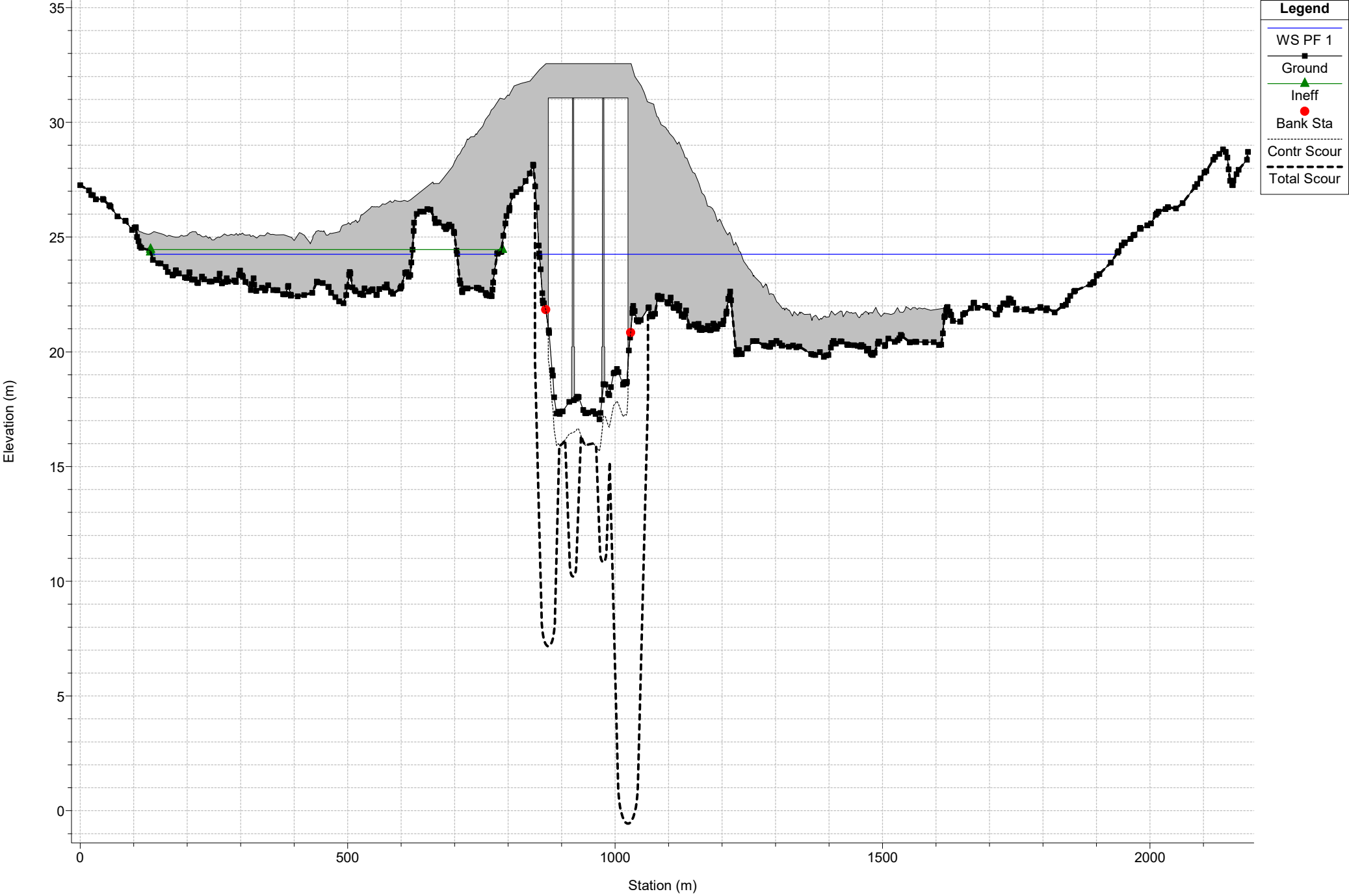
## Abutment Scour

	Left	Right
Input Data		
Station at Toe (m):	875.00	1024.00
Toe Sta at appr (m):	790.40	974.28
Abutment Length (m):	566.43	999.38
Depth at Toe (m):	3.29	4.88
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	1.00
Projected Length L' (m):	566.43	999.38
Avg Depth Obstructed Ya (m):	1.90	2.63
Flow Obstructed Qe (m3/s):	37.97	1276.59
Area Obstructed Ae (m2):	1075.28	2624.55
Results		
Scour Depth Ys (m):	12.48	18.62
Froude #:	0.14	0.14
Equation:	HIRE	HIRE

## Combined Scour Depths

Pier Scour + Contraction Scour (m):	
Channel:	7.67
Left abutment scour + contraction scour (m):	13.87
Right abutment scour + contraction scour (m):	20.01

Bridge Scour RS = 1105.863



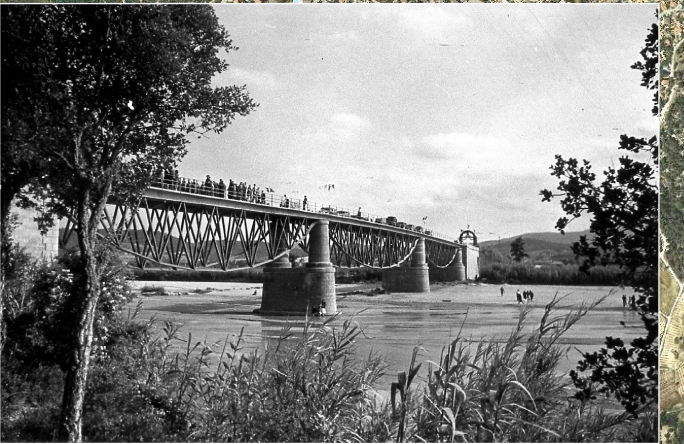
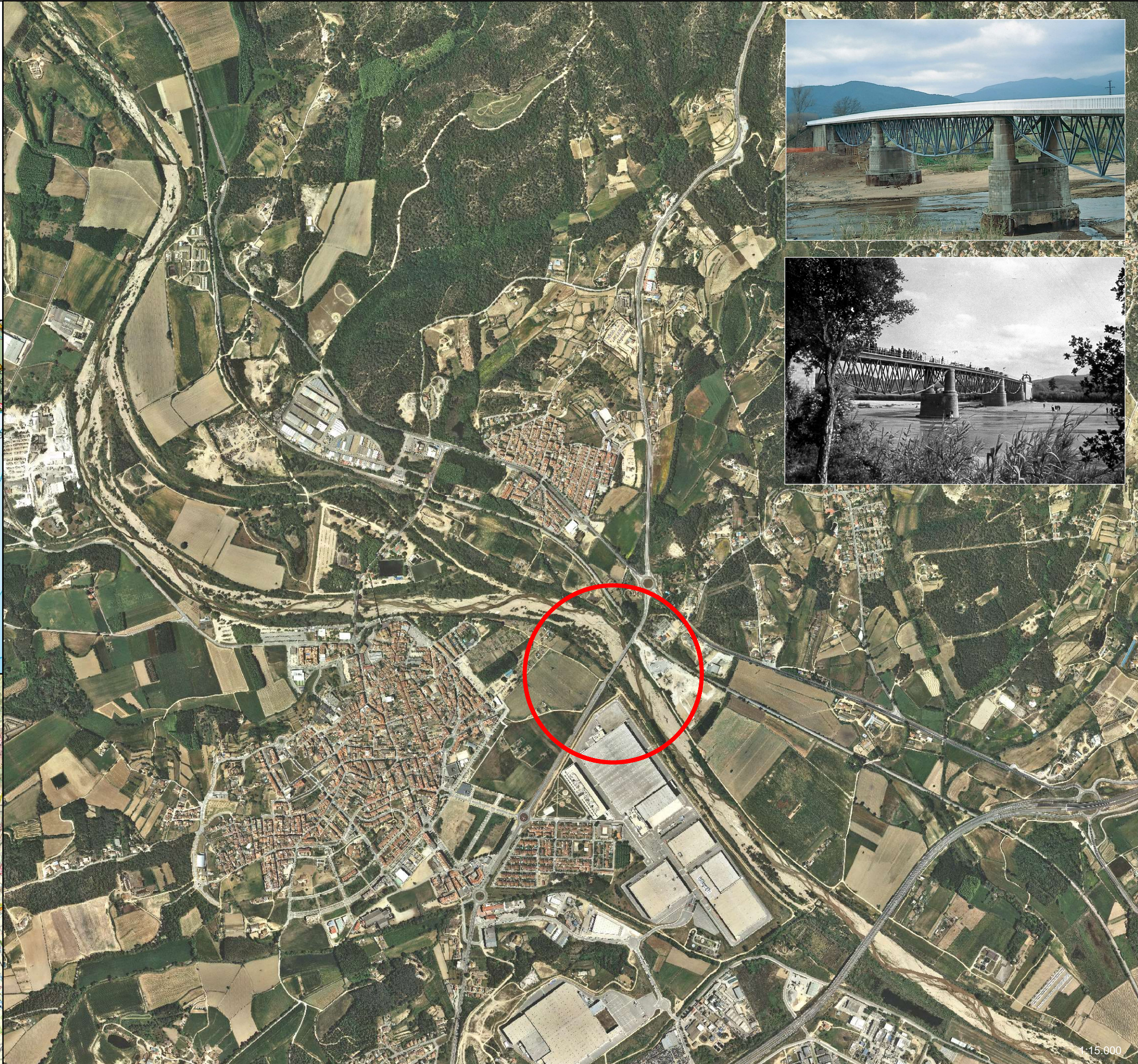
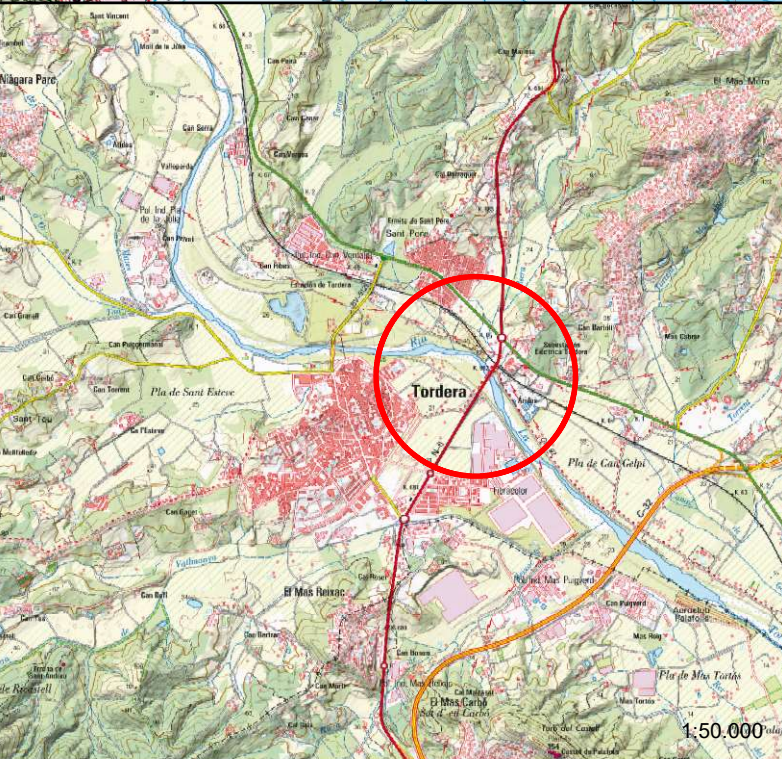
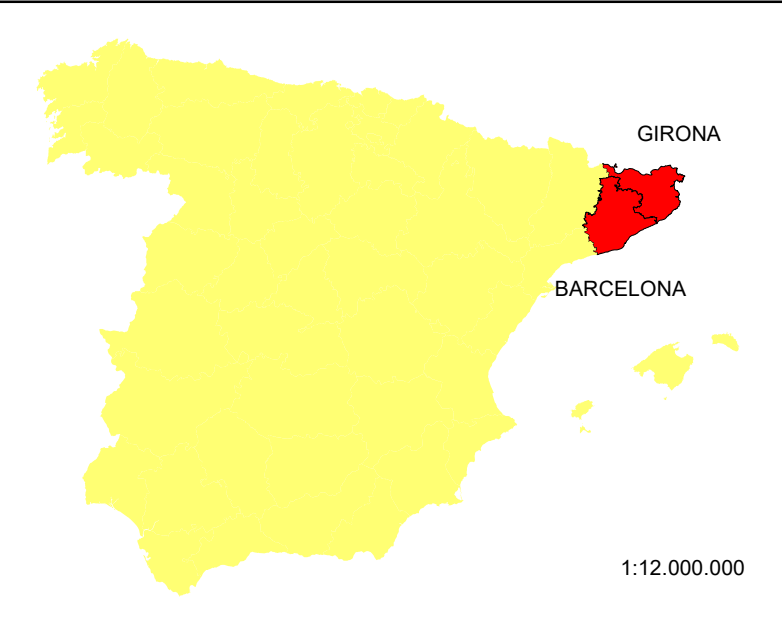
**PLANOS**

---

## ÍNDICE

1. Localización de la zona de estudio: Puente de la N-II en el Río Tordera, junto a la población de Tordera.
2. Ficha técnica del Puente de la N-II sobre el Río Tordera.
3. Modelo Digital del Terreno
4. Elementos creados mediante el módulo Hec-GeoRas de ArcGIS
  - I. Elementos creados mediante el módulo Hec-GeoRas de ArcGIS sobre ortofoto de la zona de estudio.
  - II. Usos de suelo sobre ortofoto de la zona de estudio.
5. Manchas de inundación del Río Tordera para la avenida de periodo de retorno de 500 años.
  - I. Comparativa de manchas de inundación del Río Tordera para la avenida de periodo de retorno de 500 años.
  - II. Comparativa de manchas de inundación del Río Tordera para la avenida de periodo de retorno de 500 años. Vista sobre MDT.
  - III. Mancha de inundación del Río Tordera para la avenida de periodo de retorno de 500 años. Representación de calados.
  - IV. Mancha de inundación del Río Tordera para la avenida de periodo de retorno de 500 años. Representación de velocidades.

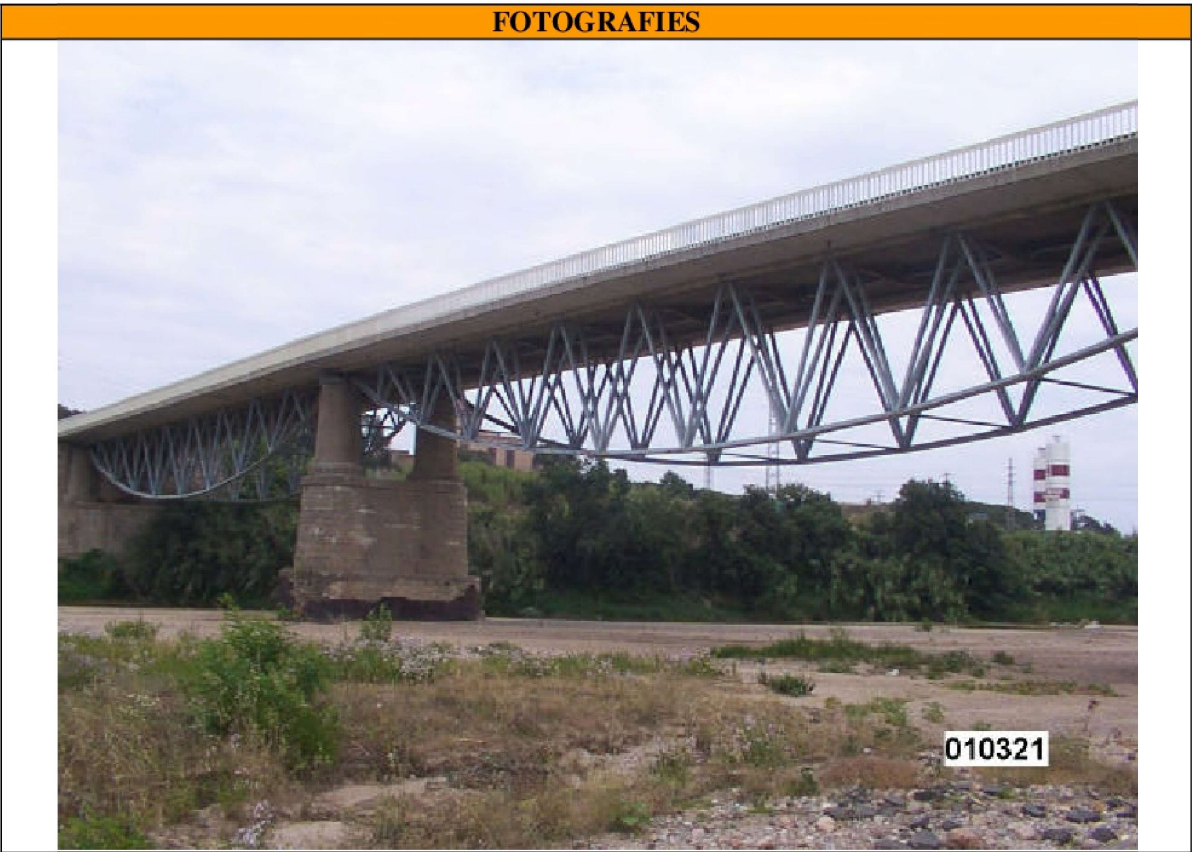
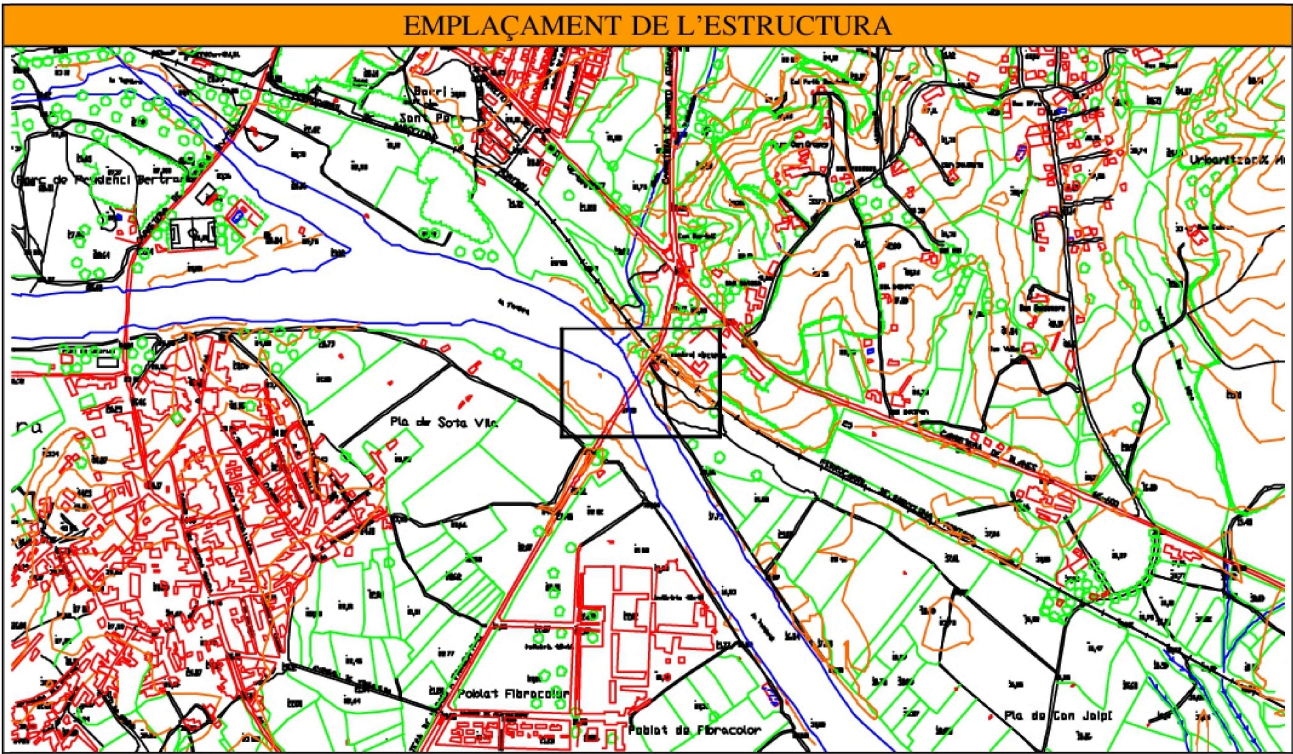
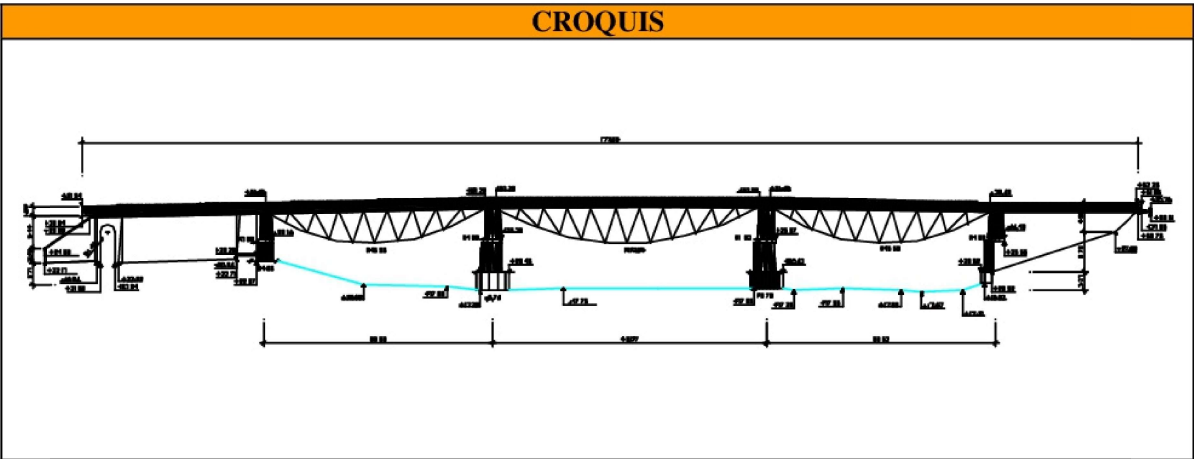
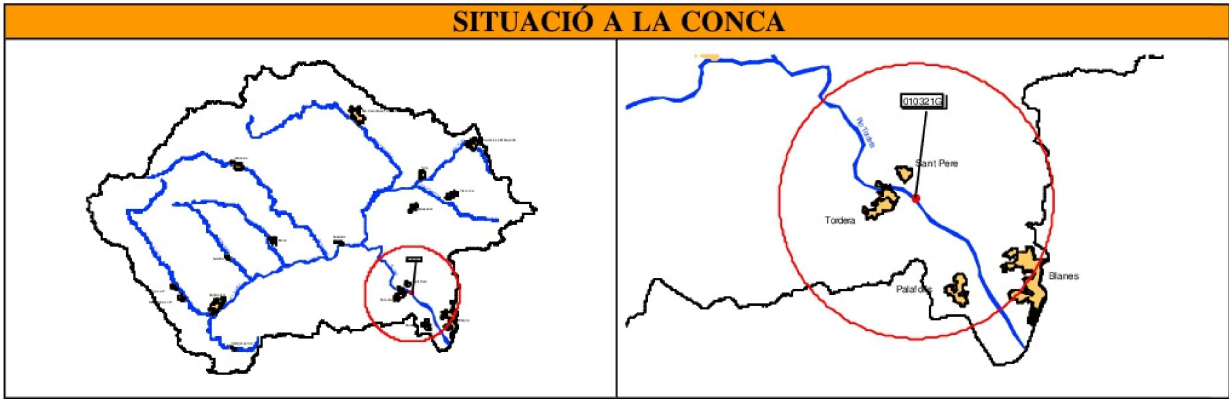






PLANIFICACIÓ DE L'ESPAI FLUVIAL DE LA CONCA DE LA TORDERA

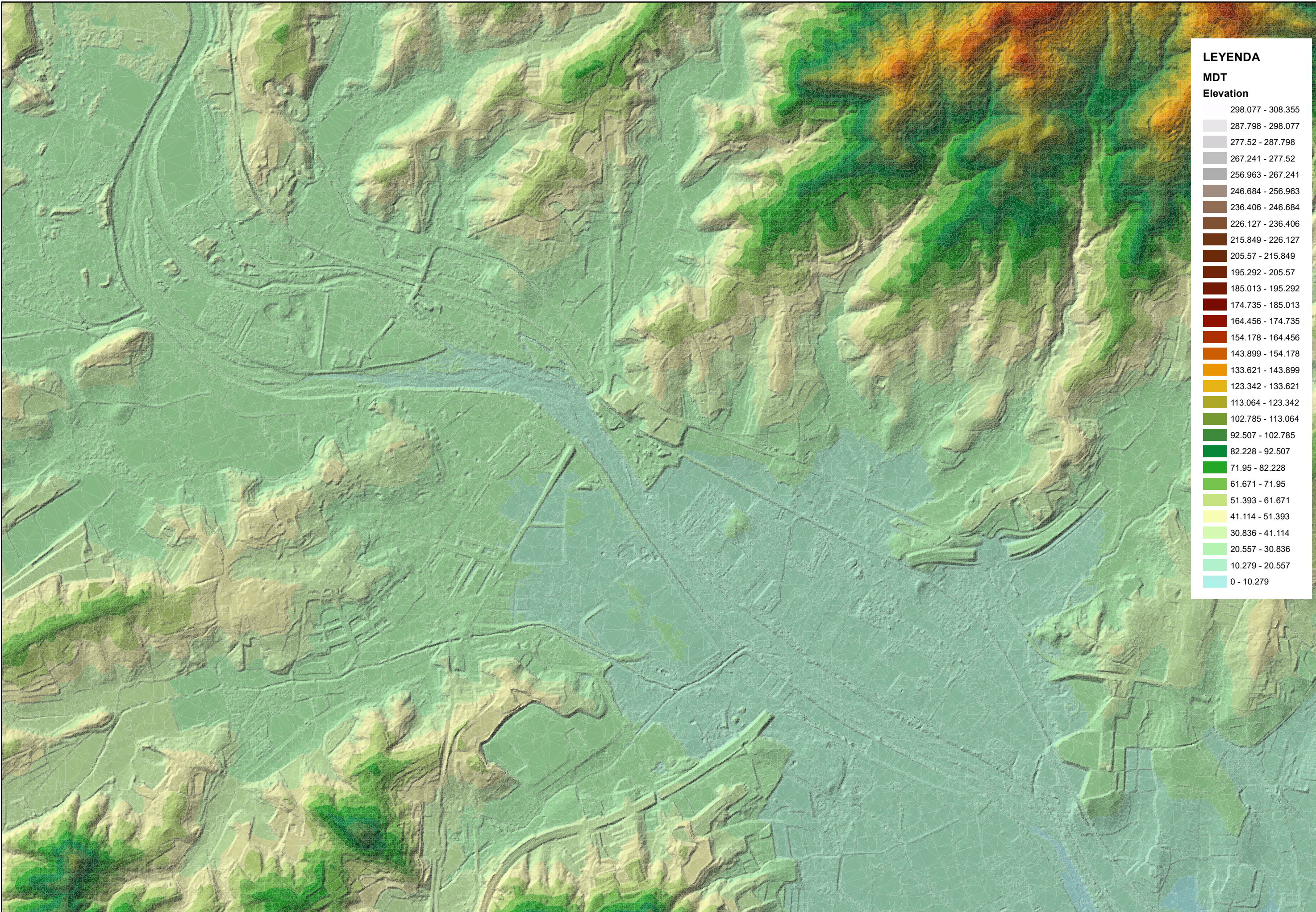
DADES IDENTIFICATIVES	
CODI IDENTIFICATIU	010321G
RIU O RIERA	TORDERA
MUNICIPI	TORDERA
NOM D'IDENTIFICACIÓ	N-II



P210411/SRLC/ME01  
Octubre 2002. Ed. 1 – Rev.1

A.2.4.-CATÀLEG DE PONTS





**LEYENDA**

**MDT**

**Elevation**

298.077 - 308.355

287.798 - 298.077

277.52 - 287.798

267.241 - 277.52

256.963 - 267.241

246.684 - 256.963

236.406 - 246.684

226.127 - 236.406

215.849 - 226.127

205.57 - 215.849

195.292 - 205.57

185.013 - 195.292

174.735 - 185.013

164.456 - 174.735

154.178 - 164.456

143.899 - 154.178

133.621 - 143.899

123.342 - 133.621

113.064 - 123.342

102.785 - 113.064

92.507 - 102.785

82.228 - 92.507

71.95 - 82.228

61.671 - 71.95

51.393 - 61.671

41.114 - 51.393

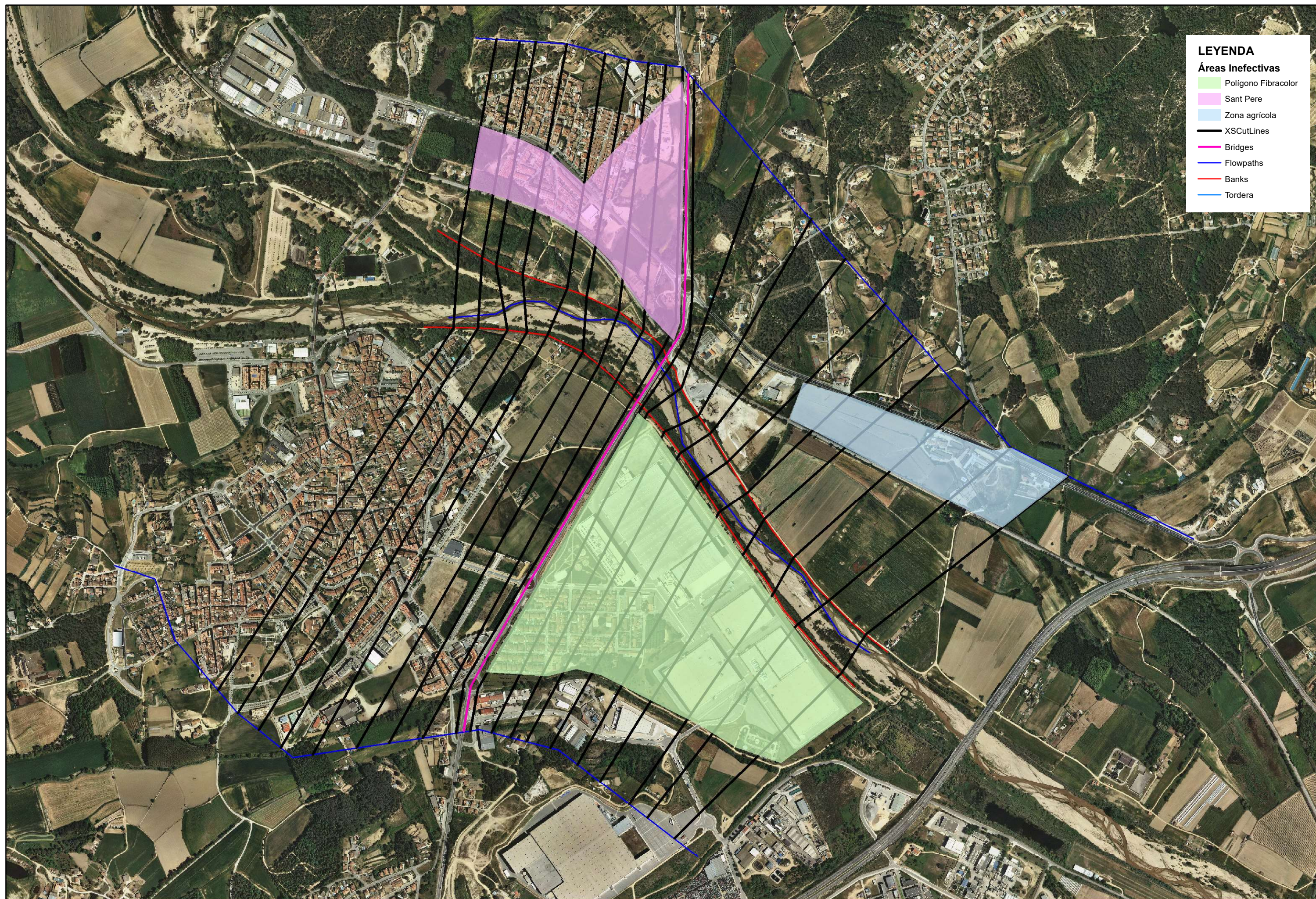
30.836 - 41.114

20.557 - 30.836

10.279 - 20.557

0 - 10.279



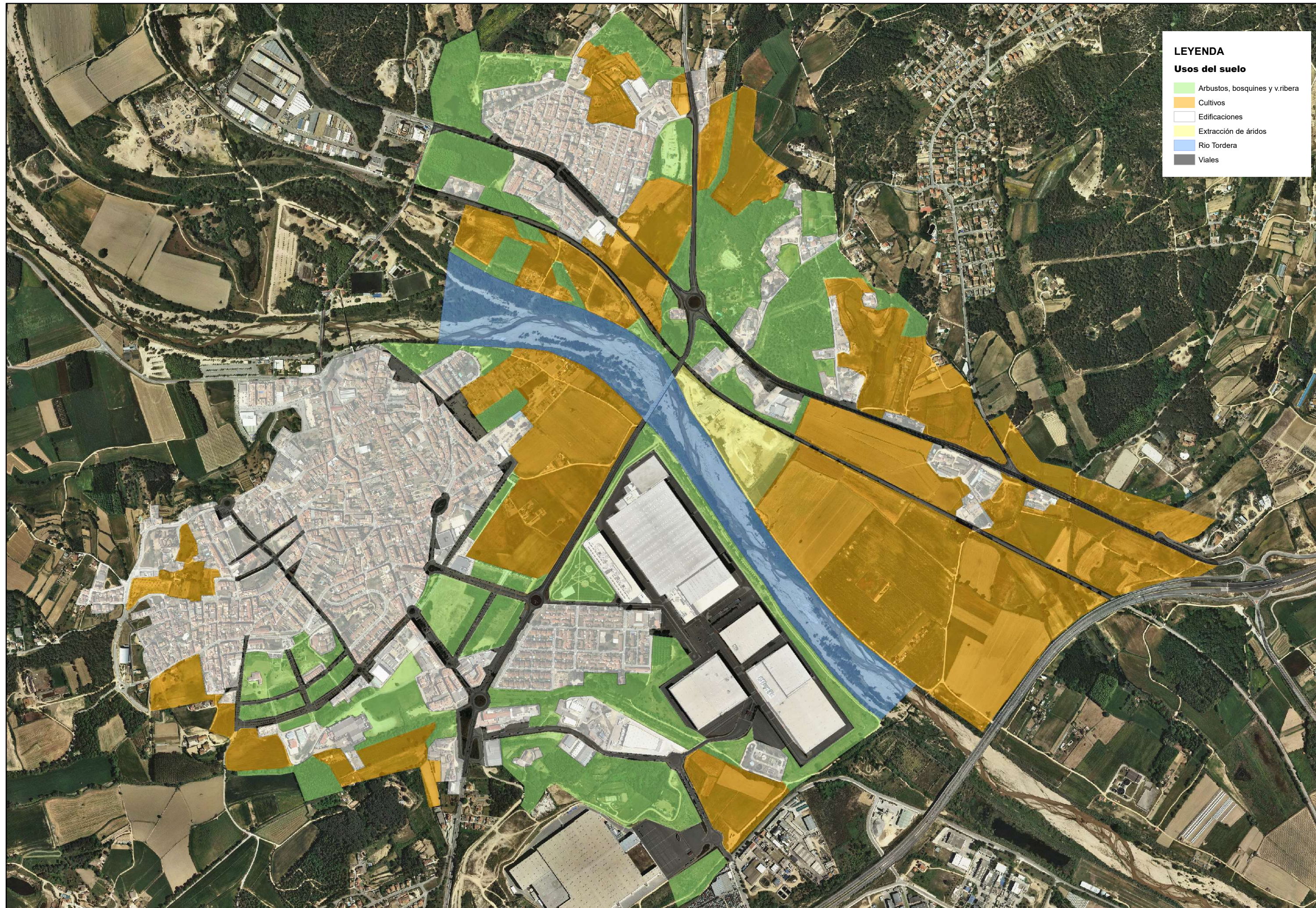


# LEYENDA

## Áreas Inefectivas

- Polígono Fibracolor
- Sant Pere
- Zona agrícola
- XSCutLines
- Bridges
- Flowpaths
- Banks
- Tordera





**LEYENDA**

**Usos del suelo**

Arbustos, bosquines y v.ribera

Cultivos

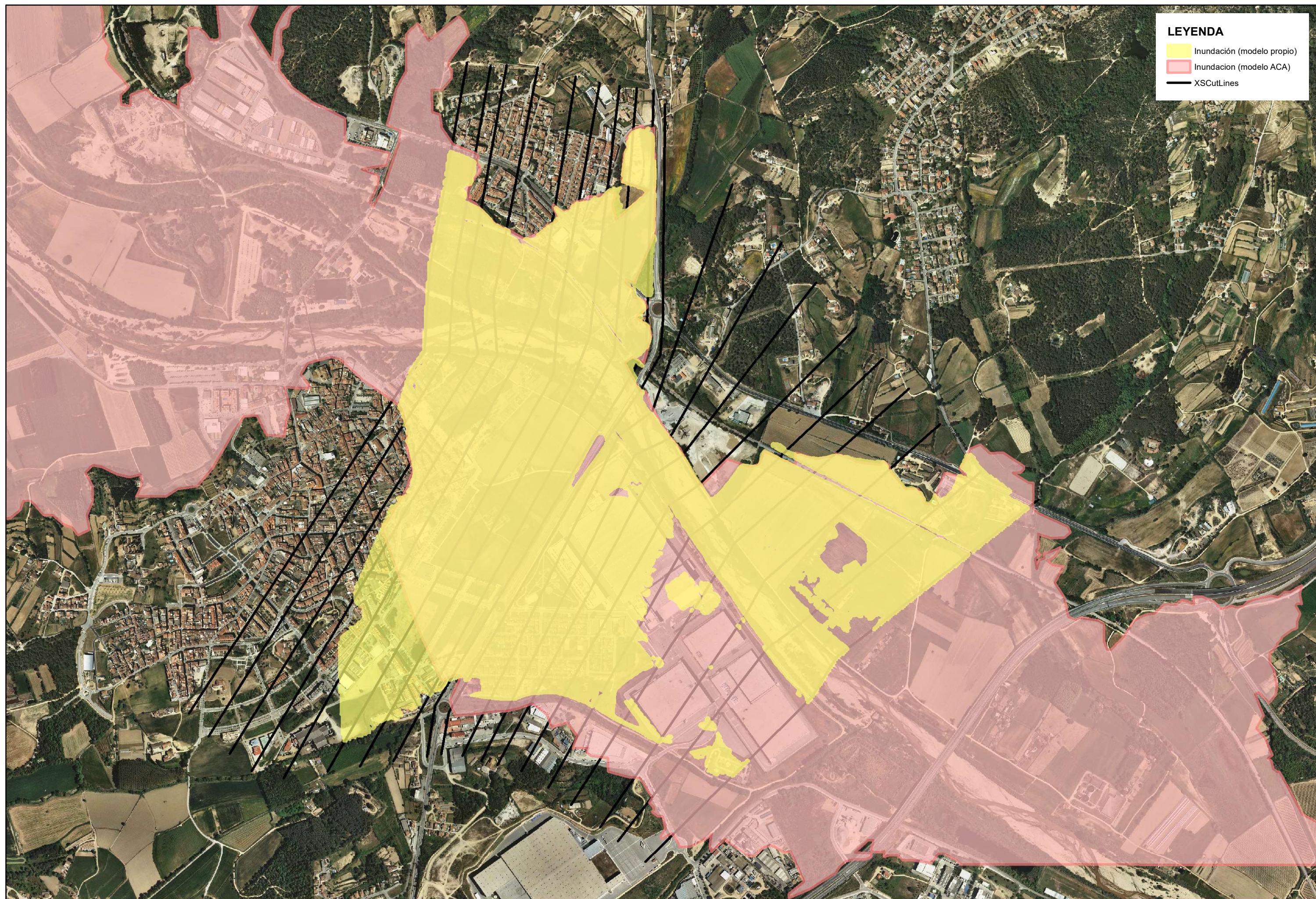
Edificaciones

Extracción de áridos

Río Tordera

Viales





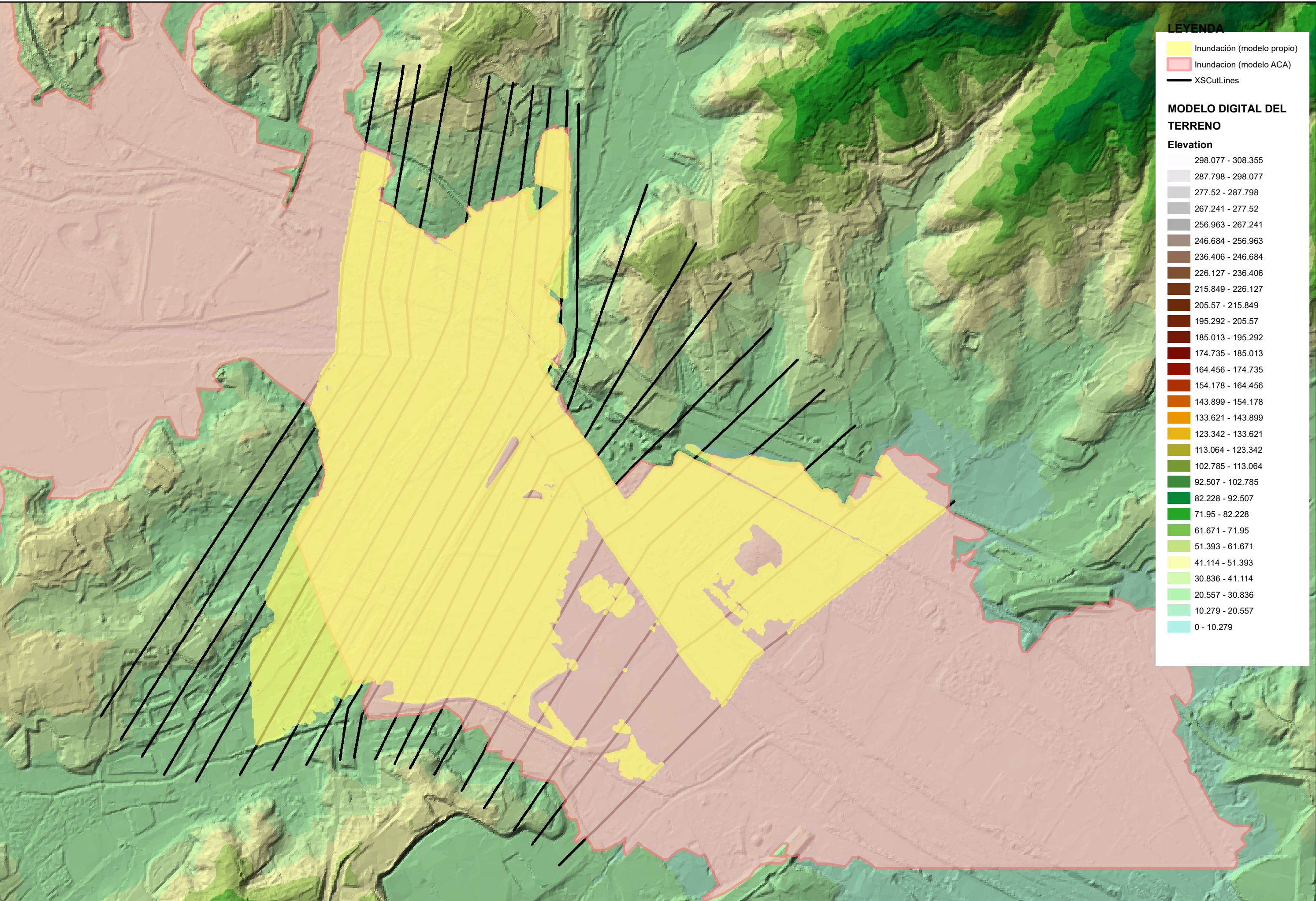
LEYENDA

Inundación (modelo propio)

Inundación (modelo ACA)

XSCutLines





**LEYENDA**

Inundación (modelo propio)

Inundación (modelo ACA)

XSCutLines

**MODELO DIGITAL DEL TERRENO**

**Elevation**

298.077 - 308.355

287.798 - 298.077

277.52 - 287.798

267.241 - 277.52

256.963 - 267.241

246.684 - 256.963

236.406 - 246.684

226.127 - 236.406

215.849 - 226.127

205.57 - 215.849

195.292 - 205.57

185.013 - 195.292

174.735 - 185.013

164.456 - 174.735

154.178 - 164.456

143.899 - 154.178

133.621 - 143.899

123.342 - 133.621

113.064 - 123.342

102.785 - 113.064

92.507 - 102.785

82.228 - 92.507

71.95 - 82.228

61.671 - 71.95

51.393 - 61.671

41.114 - 51.393

30.836 - 41.114

20.557 - 30.836

10.279 - 20.557

0 - 10.279



